



Universidad Nacional Mayor de San Marcos
Universidad del Perú. Decana de América
Facultad de Ciencias Físicas
Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos

**“Generación de precipitaciones y caudales de máximas
avenidas para las cuencas del río Biabo”**

TESIS

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

AUTOR

Abel CARMONA ARTEAGA

ASESOR

Douglas Donal SARANGO JULCA

Lima, Perú

2020



Reconocimiento - No Comercial - Compartir Igual - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

Usted puede distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir del documento original de modo no comercial, siempre y cuando se dé crédito al autor del documento y se licencien las nuevas creaciones bajo las mismas condiciones. No se permite aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros a hacer cualquier cosa que permita esta licencia.

Referencia bibliográfica

Carmona, A. (2020). *Generación de precipitaciones y caudales de máximas avenidas para las cuencas del río Biabo*. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos. Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú.

Hoja de Metadatos complementarios

Código ORCID del autor	"s.n"
DNI o pasaporte del autor	41961365
Código ORCID del asesor	0000-0001-7963-1507
DNI o pasaporte del asesor	07136313
Grupo de investigación	"—"
Agencia financiadora	"—"
Ubicación geográfica donde se desarrolló la investigación	<p>Lugar (Cuenca del rio Biabo, encuentra dentro de los distritos de bajo Biabo y Alto Biabo, provincia de Bellavista, departamento de San Martin).</p> <p>Coordenadas geográficas (La cuenca se encuentra en la zona 18, entre las coordenadas Utm - WGS 84, X: 415 837, Y: 9 069 286, X: 315 031, Y: 9 237 720).</p>
Año o rango de años en que se realizó la investigación	2017-2020
Disciplinas OCDE	<p>Oceanografía, Hidrología, Recursos hídricos</p> <p>http://purl.org/pe-repo/ocde/ford#1.05.11</p>

Nota: tomar en cuenta la forma de llenado según las precisiones señaladas en la web (las tablas OCDE están incluidas).
https://sisbib.unmsm.edu.pe/archivos/documentos/recepcion_investigacion/Hoja%20de%20metadatos%20complementarios_30junio.pdf



Universidad Nacional Mayor de San Marcos
(Universidad del PERÚ, Decana de América)

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS EN LA MODALIDAD VIRTUAL
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO MECANICO DE
FLUIDOS**

Siendo las 18:00 horas del viernes 30 de octubre de 2020, en la Sala de Sesión Virtual de la Facultad de Ciencias Físicas, bajo la Presidencia del Ing. JOSÉ FELICIANO JUÁREZ CÉSPEDES (Presidente), Ing. REUTER ARTURO ALIAGA DÍAZ (Miembro), Ing. MARIO ALBERTO GARCÍA PÉREZ (Miembro) y el MSc. Ing. DOUGLAS DONAL SARANGO JULCA (Asesor), se dio inicio a la Sesión Pública Virtual de Sustentación de Tesis para la obtención del Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos, mediante la Modalidad M1 – Por Sustentación y aprobación de Tesis Profesional, del Bachiller:

ABEL CARMONA ARTEAGA

El Presidente del Jurado en primer lugar dio lectura al documento formal que designa al Jurado y aprueba el acto de sustentación de la Tesis, así como del Resumen del Expediente e invitó al citado Bachiller a realizar la presentación y exposición de su Tesis titulada: “GENERACIÓN DE PRECIPITACIONES Y CAUDALES DE MÁXIMAS AVENIDAS PARA LAS CUENCAS DEL RÍO BIABO”.

Concluida la exposición del candidato y luego de las preguntas de rigor por parte del Jurado, el Presidente del Jurado con el apoyo de la Unidad de Informática, invitó al Bachiller y al público a abandonar momentáneamente la Sala de Sesión Virtual, para dar paso a la deliberación y calificación por parte del Jurado.

Al término de la deliberación el Presidente de Jurado invitó al candidato y al público en general a pasar a la Sala de Sesión Virtual, para dar lectura al Acta de Calificación, en cuyo contenido se ha registrado la nota obtenida por el bachiller, la misma que ha sido de:

(18)

.....
(NÚMERO)

DIECIOCHO

.....
(LETRAS)

Habiendo concluido la Sustentación de la Tesis, el Presidente del Jurado remitirá el Acta al Vicedecano Académico de la Facultad de Ciencias Físicas, quien la suscribirá dando fe de la realización del acto virtual de manera remota.

El Acta de Calificación será remitida al Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos, quien a su vez solicitará la aprobación del Consejo de Facultad para el otorgamiento del Título Profesional y su elevación al Consejo Universitario para conferir el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos al Bachiller ABEL CARMONA ARTEAGA.



Universidad Nacional Mayor de San Marcos
(Universidad del PERÚ, Decana de América)

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS

Siendo las 19:35 horas, se dio por concluido el acto académico, expidiéndose tres (03) Actas originales de la Sustentación de la Tesis.

Ciudad Universitaria, 30 de octubre del 2020

ING. JOSÉ FELICIANO JUÁREZ CÉSPEDES
PRESIDENTE DEL JURADO

ING. REUTER ARTURO ALIAGA DÍAZ
MIEMBRO DEL JURADO

ING. MARIO ALBERTO GARCÍA PÉREZ
MIEMBRO DEL JURADO

MSc. Ing. DOUGLAS DONAL SARANGO JULCA
ASESOR



UNMSM

Firmado digitalmente por GASTELO
VILLANUEVA Jorge Luis FAU
20148092282 soft
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 02.11.2020 13:25:25 -05:00

DR. ING. JORGE LUIS GASTELO VILLANUEVA
VICEDECANO ACADÉMICO FCF

Datos de la plataforma virtual institucional del acto de sustentación:

<https://us02web.zoom.us/j/83544555047?pwd=MVBhTW43ZTdDNzNVSk02czc4UW9sUT09>

ID de reunión: 882 6569 4743

Código de acceso: 090518

Grabación Archivada en: Google Meet

A mi familia, por todo el apoyo brindado en favor de
mi crecimiento como persona.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por su soporte incondicional. No hubiera sido nada sin ellos.

A mi alma mater, Ingeniería Mecánica de Fluidos de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos y a la Maestría en Ingeniería en Recursos Hídricos de la Universidad Nacional Agraria la Molina.

A mis profesores, Ing. Mario Alberto García Pérez e Ing. Douglas Donal Sarango Julca por su asesoramiento y apoyo en la realización de esta tesis.

Resumen

El presente trabajo se enfoca en el cálculo y validación de los parámetros que hacen posible la generación de caudales de máximas avenidas a lo largo de 16 puntos de interés en el cauce principal cuenca del río Biabo. Debido a la insuficiente información de mediciones meteorológicas e hidrométricas dentro de la cuenca, se aplicó una secuencia de procesos metodológicos, tales como: la información grillada de precipitación mensual del estudio PISCO v 2.1, el modelo de curvas de duración frecuencia del estudio ILLA – SENAMHI-UNI, algunos modelos de hidrogramas unitarios que dependen de los valores morfológicos de las cuencas estudiadas, los valores de curva número de cada cuenca los que fueron calibrados en base a los registros de caudales máximos obtenidos en la estación Requena – Biabo, la información de cobertura vegetal y observación del tipo de suelo en la zona de estudio; de tal modo que fue posible determinar los diferentes valores de precipitación, caudales máximos, y curvas número para las cuencas en estudio. La evaluación de los modelos de diagramas unitarios, dio como conclusión de que el modelo que mejor se ajusta a la cuenca del río Biabo es el método de Snyder, el cual arroja valores muy cercanos a los generados en base a registros de caudales históricos.

Palabras claves: Generación de precipitaciones, estimación de caudales, Snyder, Biabo

Abstract

The present work focuses on the calculation and validation of the parameters that make it possible to generate maximum avenue flows along 16 points of interest in the main riverbed of the Biabo River. Due to the insufficient information of meteorological and hydrometric measurements within the basin, a sequence of methodological processes was applied, such as: the monthly grainy information of the PISCO v 2.1 study, the frequency duration curves model of the ILLA - SENAMHI study -UNI, some models of unit hydrographs that depend on the morphological values of the sub-basins studied, the curve values number of each basin which were calibrated based on the records of maximum flows obtained at the Requena - Biabo station, the information of vegetation cover and observation of the type of soil in the study area; in such a way that it was possible to determine the different precipitation values, maximum flows, and number curves for the basins under study. The evaluation of the unit diagram models, concluded that the model that best fits the Biabo river basin is the Snyder method, which yields values very close to those generated based on historical flow records.

Palabras claves: Precipitation, generation, flow estimate, Snyder, Biabo

INDICE GENERAL

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Planteamiento del problema	2
1.3 Formulación del problema.....	3
1.4 Objetivos.....	3
1.4.1 Objetivo general	3
1.4.2 Objetivos específicos	3
1.5 Justificación	4
1.6 Limitaciones	4
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 Antecedentes de Estudios	5
2.2 Glosario	6
2.3 Bases teóricas	7
2.3.1 Pendiente del río y de la cuenca	7
2.3.2 Análisis de doble masa	9
2.3.3 Método de interpolación espacial.....	10
2.3.4 Distribución teórica probabilística.....	13
2.3.5 Tiempo de concentración (Tc).....	22
2.3.6 Estimación de caudales máximos utilizando modelos lluvia escorrentía....	25
2.3.6.1 Hidrograma unitario sintético del SCS.....	26
2.3.6.2 Hidrograma unitario sintético de Snyder.....	28
2.3.6.3 Hidrograma unitario sintético de Williams y Hann.....	32
2.3.7 Curvas Intensidad – duración - frecuencia (IDF)	35
2.3.8 Datos de suelo y cubierta.....	37
2.3.8.1 Grupos de suelos hidrológicos.....	37
2.3.8.2 Clases de usos y tratamientos del suelo.....	38
2.3.8.3 Combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación.....	39
2.3.9 Factores de reducción areal de área geográfica fija (FRA)	43
2.3.10 Distribución de la lluvia en el tiempo y cálculo del hietograma total y de precipitación efectiva.....	44

2.3.11	Proyecto IILA - SENAMI - UNI.....	45
2.3.12	Caudales instantáneos.....	49
CAPÍTULO III. HIPÓTESIS		51
3.1	. Hipótesis General	51
CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA.....		52
4.1	Enfoque, diseño, nivel del estudio.....	52
4.2	Procedimiento o desarrollo del proyecto	53
4.2.1	Etapa de Gabinete.....	53
4.2.2	Etapa de campo.....	54
4.2.3	Etapa de gabinete final-resultados.....	54
CAPÍTULO VI. CÁLCULO DE INGENIERÍA.....		57
6.1	Consideraciones generales para el cálculo	57
6.1.1	Ubicación de la cuenca del río Biabo	57
6.1.2	Descripción de la cuenca	59
6.2	Delimitación de las sub cuencas.....	61
6.2.1	Uso de la aplicación Modelbuilder en Arcgis	61
6.3	Obtención del caudal base para el estudio.....	64
6.4	Obtención de los valores grillados diarios de precipitación PISCO v2.1	66
6.5	Creación de código base en RStudio	68
6.6	Construcción de las curvas de doble masa	69
6.7	Cálculo promedio de la precipitación mediante polígonos de Thiessen	70
6.8	Comparación entre data PISCO v2.1 y datos históricos de pluviómetros en tierra.....	74
6.9	Valores máximos de precipitación para las cuencas.....	77
6.10	Cálculo de las pendientes promedio de la cuenca	79
6.11	Precipitaciones y caudales para diferentes tiempos de retorno	81
6.12	Cálculo de las curvas de precipitación acumulada	87
6.13	Cálculo de las curvas IDF.....	88
6.14	Cálculo de los tiempos de concentración (Tc).....	89
6.15	Cálculo de los factores de reducción por área (FRA).....	95
6.16	Distribución de la lluvia en el tiempo y cálculo del hietograma total	96
6.17	Cálculo de la precipitación efectiva (método de infiltración del S.C.S) ...	102
6.18	Cálculo del hidrograma de escorrentía por el método del SCS.....	107
6.19	Cálculo del hidrograma de escorrentía por el método de Snyder.....	111

6.20	Cálculo del hidrograma de esorrentía por el método Williams y Hann...	114
CAPÍTULO VII. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		119
7.1	Resultados.....	119
7.2	Discusión	121
CONCLUSIONES.....		123
RECOMENDACIONES		126
BIBLIOGRAFÍA		127

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Números de las curvas de escurrimiento para las diferentes combinaciones hidrológicas suelo-vegetación. Fuente: (Chereque, 1989).....	41
Tabla 2: Números de las curvas de escurrimiento para bosques comerciales o nacionales	42
Tabla 3: Números de las curvas de escurrimiento para áreas de bosque y pastizales en el oeste de los Estados Unidos Fuente: (Chereque, 1989).....	42
Tabla 4: Ejemplo de la determinación para encontrar el número de curva promedio de una cuenca Fuente: (Chereque, 1989).....	42
Tabla 5: Coeficientes del proyecto ILLA para diferentes zonas del Perú Fuente: ILLA-SENAMHI-UNI (1983).	49
Tabla 6: Coeficientes para convertir caudales medios diarios a máximos instantáneos Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).	50
Tabla 7: Datos morfológicos para cada cuenca hasta los puntos de interés.....	64
Tabla 8: Caudales mensuales en (m ³ /s) hasta la estación Requena – Biabo. Fuente: SENAMHI.....	65
Tabla 9: Puntos necesarios para la extracción de valores diarios de la base de datos del estudio de precipitación PISCO v2.1. Fuente: elaboración propia.	67
Tabla 10: Coordenadas geográficas WG84 de las estaciones pluviométricas en la cuenca Biabo. Fuente: elaboración propia.	74
Tabla 11: Valores máximos mensuales generados con la data grillada PISCO v 2.1 y usando el método de polígonos de Thiessen para la cuenca hasta el punto N°15.....	78
Tabla 12: Tabla de valores de precipitación máxima promedio en 24h anual para cada cuenca en estudio hasta cada punto de control.	79
Tabla 13: Evaluación de los deltas teóricos respecto al delta tabular hasta el punto de control N° 15 usando caudales máximos diarios. Fuente: elaboración propia.....	83
Tabla 14: Evaluación de los deltas teóricos respecto al delta tabular hasta el punto de control N° 15 usando precipitaciones máximas diarias. Fuente: elaboración propia.	85
Tabla 15: Cuadro de precipitación para cada cuenca hasta los puntos de interés. Fuente: elaboración propia.	87
Tabla 16: Constantes para las curvas IDF para las 16 cuencas en análisis. Fuente: elaboración propia.	88

Tabla 17: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°1. Fuente: elaboración propia.	90
Tabla 18: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°2. Fuente: elaboración propia.	90
Tabla 19: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°3. Fuente: elaboración propia.	90
Tabla 20: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°4. Fuente: elaboración propia.	91
Tabla 21: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°5. Fuente: elaboración propia.	91
Tabla 22: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°6. Fuente: elaboración propia.	91
Tabla 23: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°7. Fuente: elaboración propia.	92
Tabla 24: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°8. Fuente: elaboración propia.	92
Tabla 25: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°9. Fuente: elaboración propia.	92
Tabla 26: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°10. Fuente: elaboración propia.	93
Tabla 27: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°11. Fuente: elaboración propia.	93
Tabla 28: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°12. Fuente: elaboración propia.	93
Tabla 29: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°13. Fuente: elaboración propia.	94
Tabla 30: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°14. Fuente: elaboración propia.	94
Tabla 31: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.	94
Tabla 32: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°16. Fuente: elaboración propia.	95

Tabla 33: Coeficientes de reducción de la precipitación por Área (FRA). Fuente: elaboración propia.	95
Tabla 34: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 2.33 años. Fuente: elaboración propia.....	97
Tabla 35: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 5 años. Fuente: elaboración propia.....	97
Tabla 36: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 10 años. Fuente: elaboración propia.....	98
Tabla 37:Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 25 años. Fuente: elaboración propia.....	98
Tabla 38: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 50 años. Fuente: elaboración propia.....	99
Tabla 39: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 100 años. Fuente: elaboración propia.....	99
Tabla 40: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 500 años. Fuente: elaboración propia.....	100
Tabla 41: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 1000 años. Fuente: elaboración propia.....	100
Tabla 42: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 10000 años. Fuente: elaboración propia.....	101
Tabla 43: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 2.33 años. Fuente: elaboración propia.	102
Tabla 44: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 5 años. Fuente: elaboración propia.	103
Tabla 45: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 10 años. Fuente: elaboración propia.	103
Tabla 46: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 25 años. Fuente: elaboración propia.	104
Tabla 47: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 50 años. Fuente: elaboración propia.	104
Tabla 48: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 100 años. Fuente: elaboración propia.	105

Tabla 49: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 500 años. Fuente: elaboración propia.	105
Tabla 50: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 1000 años. Fuente: elaboración propia.	106
Tabla 51: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 1000 años. Fuente: elaboración propia.	106
Tabla 52: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto N° 15 para el método del (SCS). Fuente: elaboración propia.	107
Tabla 53: Valores del hidrograma unitario adimensional del SCS. Fuente: elaboración propia.	108
Tabla 54: Valores necesarios para la obtención de caudal pico total Up para la cuenca hasta el punto de control N°15 del SCS. Fuente: elaboración propia.	108
Tabla 55: Convolución para la obtención del hidrograma de escorrentía directa por el diagrama unitario SCS para un tiempo de retorno de 10 000 años para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	110
Tabla 56: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto de control N° 15 para el método de Snyder. Fuente: elaboración propia.	111
Tabla 57: Parámetros para la construcción del hidrograma unitario de Snyder de la cuenca hasta el punto N° 1. Fuente: elaboración propia.	111
Tabla 58: Coordenadas del hidrograma de Snyder para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	112
Tabla 59: Convolución para la obtención del hidrograma de escorrentía directa por el diagrama unitario de Snyder para un tiempo de retorno de 10 000 años para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	113
Tabla 60: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto de control N° 15 para el método de Williams y Hann. Fuente: elaboración propia.	114
Tabla 61: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto de control N° 15 para el método de Williams y Hann. Fuente: elaboración propia.	115
Tabla 62: Valores para la construcción de hidrograma unitario de Williams y Hann. Fuente: elaboración propia.	116
Tabla 63: Convolución para la obtención del hidrograma de escorrentía directa por el diagrama unitario de Williams y Hann para un tiempo de retorno de 10 000 años para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	117

Tabla 64: Valores de caudales pico para diferentes tiempos de retorno usando los hidrogramas de esorrentía del SCS, Snyder y Williams y Hann para la cuenca hasta el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.....	120
Tabla 65: Porcentaje de error de los caudales pico generados con hidrogramas de esorrentía vs el generado con caudales medidos en la estación Requena – Biabo.	122

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de altitudes para la cuenca del río Biabo. Fuente: Elaboración propia ...	1
Figura 2: Pendiente del cauce principal Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie. Aparicio. (1989).....	8
Figura 3: Análisis de doble masa. Fuente: (Chow, 1994).....	10
Figura 4: Trazado de los polígonos de Thiessen. Fuente: Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil. (Chereque, 1989).....	11
Figura 5: Isoyetas de precipitación en milímetros sobre una cuenca Fuente: Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil. (Chereque, 1989).	13
Figura 6: Función de la distribución empírica Fuente: (Dekking, 2005).	20
Figura 7 Estadístico Kolmogorov – Smirnov Fuente: (Dekking, 2005).	21
Figura 8: Realización de la prueba Kolmogorov – Smirnov Fuente: (Dekking, 2005).22	
Figura 9: Esquema de la hidrógrafa del SCS. Fuente: (Chow,1994).	28
Figura 10: Esquema de la hidrógrafa de Snyder. (Mendoza, 2005).....	32
Figura 11: Relación entre n y B para entre 1.27 y 12. (Mendoza, 2005).	34
Figura 12: Relación entre n y B para mayores de 1.27 (Mendoza, 2005).	34
Figura 13: Esquema hidrograma unitario de Williams y Hann. (Mendoza, 2005).	35
Figura 14: Zonas y sub zonas pluviométricas del proyecto IILA Fuente: IILA-SENAMHI-UNI (1983).	47
Figura 15: Valores de n y a para diferentes zonas del territorio nacional. Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).....	48
Figura 16: Ecuaciones para obtener los coeficientes para las curvas IDF del proyecto IILA Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).	48
Figura 17: Mapa de ubicación de la cuenca del río Biabo. Fuente: elaboración propia.	57
Figura 18: Mapa de accesos dentro y alrededor de la cuenca Biabo. Fuente: elaboración propia.....	58
Figura 19 :Mapa de zonas protegidas y de amortiguamiento alrededor de la cuenca Biabo. Fuente: elaboración propia.	59
Figura 20: Mapa de Altitudes de la cuenca Biabo. Fuente ALAOS – PALSAR.	60
Figura 21: Mapa de cobertura Vegetal 2013 de la cuenca Biabo. Fuente: Ministerio del Ambiente de Perú. Fuente: elaboración propia.	61

Figura 22: Diagrama usando la herramienta modelbuilder de Arcgis 10.5 para la delimitación de una cuenca y su red hídrica. Fuente: elaboración propia.....	62
Figura 23: Delimitación de las principales sub cuencas del río Biabo. Fuente: elaboración propia.	63
Figura 24: Configuración de como colocar las coordenadas para poder ser leídas por el código en Restudio.	67
Figura 25: Análisis de las curvas doble masa para los datos puntuales de precipitación Fuente: Obtenidos de la data grillada de precipitación PISCO v2.1. Fuente: elaboración propia.....	70
Figura 26: Puntos de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo. Fuente: elaboración propia.	71
Figura 27: Áreas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo. Fuente: elaboración propia.	72
Figura 28: Distribución de los polígonos de Thiessen de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 24/10/1981. Fuente: elaboración propia.	72
Figura 29: Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 24/10/1981. Fuente: elaboración propia.....	73
Figura 30: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación Cusco – Biabo vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI	75
Figura 31: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación Dos de Mayo vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI	75
Figura 32: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación Nuevo Lima vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI	76
Figura 33: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación La Unión vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI.....	76
Figura 34: Altitudes a lo largo del cauce del río Biabo. Fuente: Google Earth	80

Figura 35: Relación ente la longitud del cauce del río Biabo y su altitud. Fuente: elaboración propia	80
Figura 36: Pendiente promedio acumulada del cauce principal hasta la altitud de cierre de la cuenca. Fuente: elaboración propia.	81
Figura 37: Comparación entre caudales medio diarios y caudales máximos instantáneos para los años 1993-2017. Fuente: elaboración propia.	82
Figura 38: Comparativo de las diferentes distribuciones para los datos de caudales máximos promedio para la cuenca hasta el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.....	83
Figura 39: Caudales máximos para diferentes tiempos de retorno para la cuenca el río Biabo hasta el punto de control N° 15 usando diferentes distribuciones. Fuente: elaboración propia.	84
Figura 40: Comparativo de las diferentes distribuciones para los datos de precipitación máximas promedio para la cuenca hasta el punto. N°15. Fuente: elaboración propia. ..	85
Figura 41: Distribuciones de la precipitación para diferentes tiempos de retorno para la cuenca el río Biabo hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.....	86
Figura 42: Curvas de precipitación de diseño en 24 horas para diferentes tiempos de retorno para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	88
Figura 43: Curvas de Intensidad duración frecuencia en 24 horas para diferentes tiempos de Retorno para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	89
Figura 44: Distribución de la precipitación total en el tiempo para diferentes tiempos de retorno para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia. ..	101
Figura 45 : Distribución de la precipitación efectiva en el tiempo para diferentes tiempos de retorno	107
Figura 46: Hidrograma unitario por el método SCS para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	109
Figura 47: Hidrograma unitario por el método SCS para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	109
Figura 48: Hidrograma unitario por el método Snyder para la cuenca hasta el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.	112
Figura 49: Hidrograma de escorrentía de Snyder para diferentes tiempos de retorno hasta punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.....	114

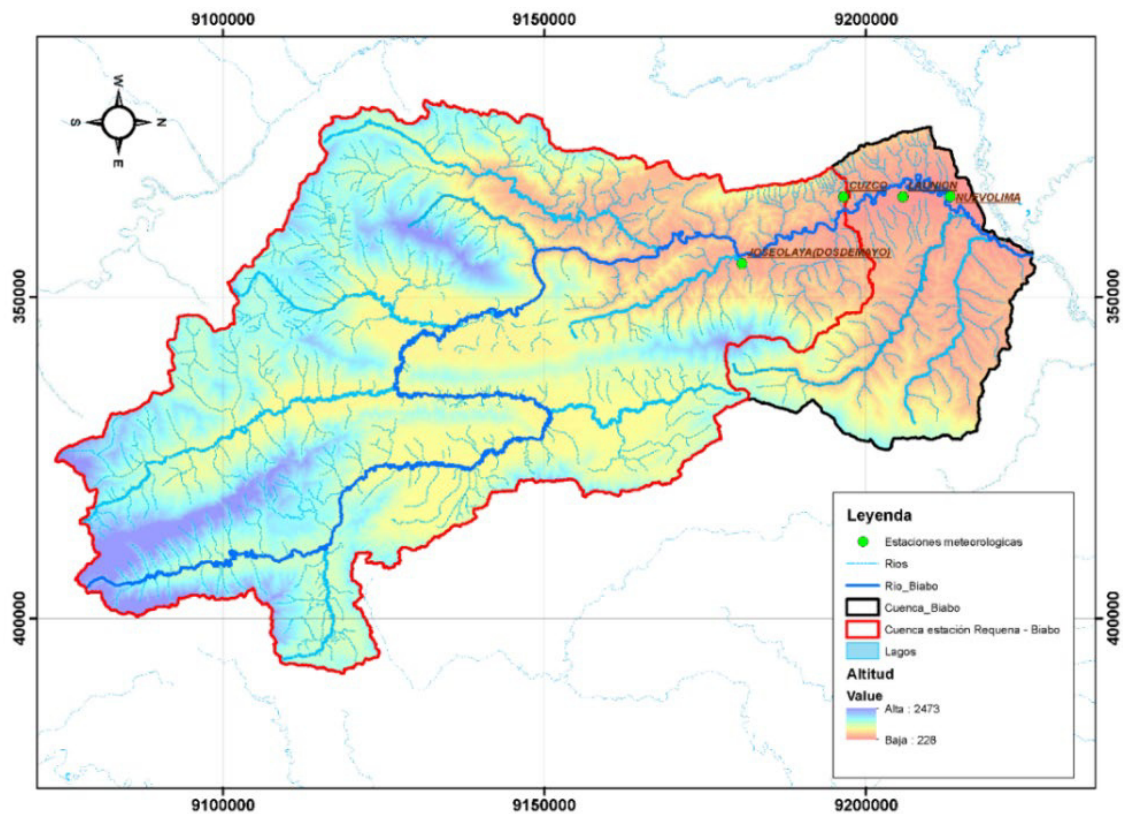
Figura 50: Relación entre n y B . Fuente: elaboración propia.	115
Figura 51: Hidrograma unitario por el método de Williams y Hann para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	116
Figura 52: Hidrograma de escorrentía directa Williams y Hann para diferentes tiempos de retorno hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.	118
Figura 53: Comparación de los tiempos de retorno versus los caudales pico de los hidrogramas de escorrentía en el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.	120
Figura 54: Curvas de tiempos de retorno vs caudales pico para los 16 puntos de control mediante el hidrograma unitario de Snyder. Fuente: elaboración propia.	121

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema

En la actualidad, y con mucha frecuencia se ve y escucha que varias ciudades del país, generalmente en la sierra y selva son azotadas por fuertes precipitaciones. Como consecuencia de ello, los caudales de los ríos aumentan y muchas veces por falta de medidas de prevención suceden inundaciones en las poblaciones cercanas ocasionado cuantiosas pérdidas materiales y algunas veces también pérdidas de vidas humanas. Este problema es precisamente el que se tiene en la cuenca del río Biabo donde han ocurrido graves inundaciones en los últimos años, como se refieren en los artículos periodísticos mostrados en los anexos.

Figura 1: Mapa de altitudes para la cuenca del río Biabo. Fuente: Elaboración propia



La cuenca del río Biabo está ubicada al sureste de la región San Martín y al sureste de la región Amazonas, siendo una cuenca birregional. Se encuentra dentro de los distritos de alto Biabo y bajo Biabo en la provincia de Bellavista, departamento de San Martín. El recurso hídrico es usado en su gran mayoría en la parte baja de la cuenca, para la agricultura y también para el consumo de las poblaciones que se encuentran cercanas, tales como Nuevo Lima y Cuzco. Tiene una extensión de 7 149 km², su cauce principal tiene una longitud de 393 km., así mismo la cuenca tiene una pendiente promedio de 14,8 por ciento y una altitud media de 2 473 msnm. Se cuenta con información de caudales hasta estación Requena – Biabo que tiene un área de 5 939 km². Los caudales promedio anual son de 1 800 m³/s, así mismo la cuenca cuenta con precipitación promedio de 1 770 mm/año.

1.2 Planteamiento del problema

Al no poder conocer los valores de los caudales máximos que pudieran venir en la cuenca del río Biabo, no se puede tomar medidas de prevención ante posibles crecidas del caudal en los ríos ni diseñar medidas de contención adecuadas ante estos desastres.

Esto tiene efectos inmediatos y futuros los cuales pueden ser destrucción de zonas de cultivo por causa de las inundaciones, daño de infraestructuras como puentes, zonas riverañas, carreteras, altas concentraciones de limo y sedimentos en los ríos, lo que imposibilita su tratamiento de potabilización, proliferación de enfermedades de transmisión gastrointestinales y la proliferación de agentes patógenos como la malaria, el dengue, la leptospirosis, la fiebre amarilla selvática o el cólera. Las personas también pueden sufrir lesiones como consecuencia de árboles caídos, líneas eléctricas u otros desechos. Por tal motivo es necesario y urgente conocer los caudales de las avenidas

máximas a diferentes tiempos de retorno para las cuencas a lo largo del cauce principal de río Biabo. Ante la falta de información meteorológica e hidrométrica en diferentes puntos de la cuenca se está proponiendo en este trabajo de tesis estimar las precipitaciones y caudales de máximas avenidas usando la información grillada de precipitación PISCO v2.1 y las características morfológicas de las cuencas del río Biabo en modelos de precipitación –escorrentía.

1.3 Formulación del problema

¿De qué manera la generación de precipitaciones máximas diarias y caudales de máximas avenidas a lo largo del cauce del río Biabo para diferentes tiempos de retorno contribuirán a mejorar las medidas de prevención ante posibles inundaciones futuras?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Generar las precipitaciones máximas diarias y los caudales de máximas avenidas a lo largo del cauce del río Biabo para diferentes tiempos de retorno.

1.4.2 Objetivos específicos

- Generar las curvas de intensidad, duración y frecuencia (IDF) a lo largo del cauce del río Biabo para diferentes tiempos de retorno.
- Generar caudales de máximas avenidas usando los métodos de precipitación escorrentía Soil Conservation Service (SCS), Snyder y Williams y Hann a lo largo del cauce del río Biabo para diferentes tiempos de retorno.
- Obtener los valores de las curvas número (CN) a lo largo del cauce del río Biabo para diferentes tiempos de retorno.

1.5 Justificación

El río Biabo permite el drenaje de las avenidas producto de las precipitaciones y aportes de los diversos cursos que conforman la cuenca. La aparición de eventos hidrológicos anormales, ocasionan ciertos daños en zonas agrícolas, infraestructuras de riego, drenajes, caminos de servicio y centros poblados. Por tal motivo se requieren conocer dichos caudales para que, en base a este estudio de tesis, se puedan realizar más adelante el diseño de las medidas de prevención en zonas consideradas de riesgo dentro de la cuenca.

1.6 Limitaciones

El presente trabajo, se limitará a generar las precipitaciones máximas diarias y los caudales máximos para diferentes tiempos de retorno en 16 puntos a lo largo del cauce principal del río Biabo. Se calibrará con los datos de caudales registrados en la estación Requena Biabo debido a que esa estación cuenta con registros de caudales diarios; los mismos permitirán calibrar los valores de curva número de la cuenca. En este trabajo no se verán metodologías para evitar las inundaciones, pero los resultados de este trabajo servirán más adelante para otros cálculos y planificaciones con miras de evitar las inundaciones que es el problema principal manifestado en este plan de tesis.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de Estudios

A nivel internacional, Gómez, M. (2010) en su estudio “Estimación de caudales de diseño en eventos extremos de precipitación a partir de la información disponible en Bolivia”, cuyo objetivo principal es desarrollar metodologías a seguir para el cálculo de los caudales de diseño en el caso de máximas avenidas, tuvo como resultado que los procedimientos de obtención de los caudales de máximas avenidas pueden ser construidas a partir del uso de imágenes grilladas del satélite Tropical Rainfall Measuring Mission (TRMM), debido a la carencia de mediciones de precipitación en zonas rurales. Este estudio es importante para este trabajo porque sirve como referencia para obtener caudales de máximas avenidas en zonas de escasa de información pluviométrica.

A nivel nacional, el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI, (2014), a través de la Dirección General de Hidrología y Recursos Hídricos comenzó a elaborar la base de datos grillados denominado “PISCO” (Peruvian Interpolation data of the SENAMHI’s Climatological and hydrological Observations) cuyo objetivo fue llegar a tener escalas temporales diarias y mensuales de las variables: precipitaciones, temperatura máxima y mínima para todo el territorio Nacional. El producto presentó una serie de datos hidroclimáticos a escala espacial 0,05°. Este estudio tiene su base en estaciones meteorológicas en tierra y el producto grillado CHIRPS (“Climate Hazards Group InfraRed Precipitation with Station data”), el cual es un trabajo desarrollado por la Nasa y la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (NOAA) de los Estados Unidos de América. Este trabajo nos brinda datos a escala global de precipitación y temperatura diaria con una resolución de 0,05° y

funciona desde enero de 1981 hasta el 2016. Los resultados de este trabajo serán utilizados como base para la generación de las precipitaciones máximas de este estudio.

2.2 Glosario

- Periodo de retorno o tiempos de retorno: Es una representación utilizada frecuentemente para mostrar un estimativo de la probabilidad de ocurrencia de un suceso determinado en un periodo determinado, en ingeniería hidráulica se usa para manifestar la probabilidad de que ocurra una avenida de caudal extremo en un año cualquiera.
- Hidrograma: Es una figura que representa los cambios en el tiempo de cierta información hidrológica como son: los niveles de agua, caudales, cantidad de los sedimentos, para un río, laguna, canal, etc.
- Hietograma: Es un gráfico que permite conocer la precipitación de un lugar a través del tiempo de una tormenta.
- Caudal: Es la cantidad de fluido, que pasa en una determinada área de la sección del río en una unidad de tiempo.
- Temperatura: parámetro del fluido que afecta también en la densidad y por ende, al factor de corrección.
- Precipitación: En meteorología, la precipitación es cualquier forma de hidrometeoro que cae de la atmósfera y llega a la superficie terrestre. Este fenómeno incluye lluvia, llovizna, nieve, aguanieve, granizo. Para el presente trabajo la referencia a precipitación será entendido como lluvia.
- Data raster: Se conforman de píxeles también llamados como celdas de cuadrícula. Casi siempre son cuadradas. La malla indica el espacio geográfico como conjunto de puntos de cuadrícula de igual tamaño dispuestos en filas y

columnas, esta cuadrícula puede contener cierto tipo de información, como son altitudes terreno, información meteorológica, etc.

2.3 Bases teóricas

2.3.1 Pendiente del río y de la cuenca

a) Pendiente del cauce principal

Es uno de los indicadores indispensables del grado de respuesta de una cuenca ante una lluvia extrema, ya que esta varía a lo largo de todo el cauce.

La pendiente del cauce principal se define como la diferencia entre la cota más alta del cauce y la cota más bajo de cauce dividido entre su extensión medida en planta.

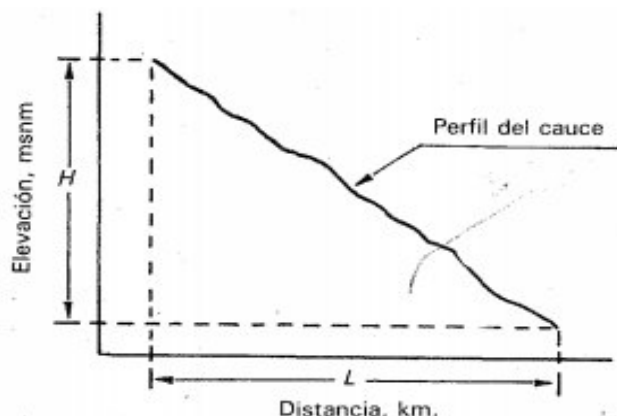
$$j = \frac{h}{l} \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

h : Desnivel entre la cota donde se origina el cauce y la cota donde termina el cauce (Km)

L : Longitud del cauce principal (Km)

Figura 2: Pendiente del cauce principal Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie. Aparicio (1989).



Para el caso cuando el cauce principal es muy grande y sus pendientes son muy variadas en el recorrido se analiza múltiples tramos y se realiza el procedimiento anterior para cada uno de estos, finalmente se promedian para sacar un valor promedio de la pendiente en que sea representativo de todo el cauce.

b) Método de índice de pendiente de la cuenca o pendiente media de la cuenca

Para encontrar el valor promedio de todas las pendientes de la cuenca, se deriva del rectángulo equivalente.

$$I_p = \sum (B_i)^{0.5} (a_n - a_{(n-1)} - 1) \left(\frac{1}{L^{0.5}} \right) \dots \dots \dots (2)$$

$$I_p = \frac{1}{L^{0.5}} \sum B_i \left(\frac{a_n - a_{(n-1)} - 1}{1000} \right)^{0.5} \dots \dots \dots (3)$$

Dónde:

n - Numero de curva de nivel en el rectángulo.

a_1, a_2, a_{n-1}, a_n - Valor de las cotas de las “n” curvas de niveles considerados.

B_i - Es una fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas a_{n-1} y

a_n : (en metros)

$B_i - B_1, B_2, B_3, B_4, \dots, B_n$

Actualmente también se usan herramientas de sistemas de información geográfica (SIG) para poder tener una evaluación más precisa de estos valores.

2.3.2 Análisis de doble masa

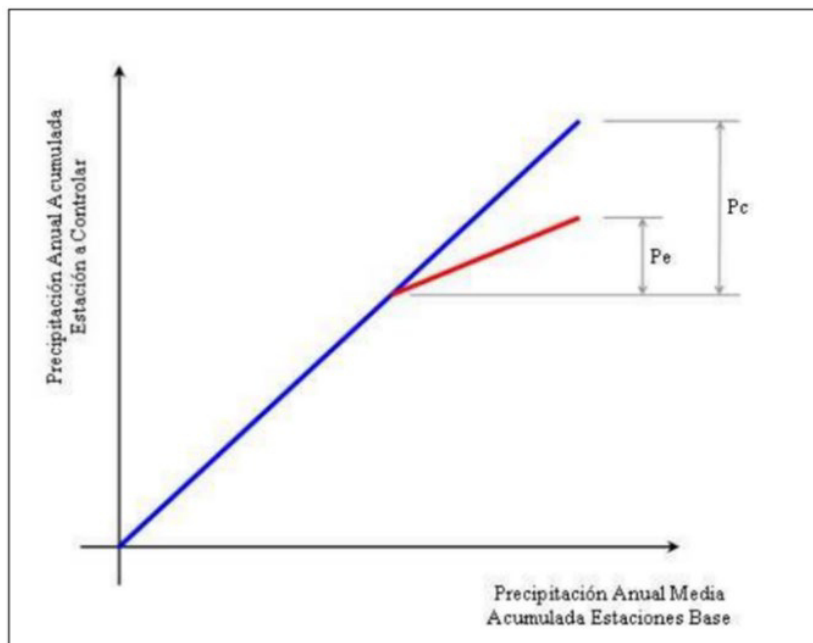
Este análisis de doble masa permite comprobar si la medición en los registros en una estación pluviométrica, estacionales o anuales, no han tenido variaciones que lleven a valores incorrectos o erróneos. Esas variaciones pueden suceder por un cambio del observador revisa las lecturas, una variación en las condiciones alrededor del lugar de medición o el cambio de lugar de los instrumentos de medición.

Si en una zona con características meteorológica comunes, los registros de precipitación que se hay en diferentes puntos de esa zona en períodos estacionales o anuales, tienen una relación de proporcionalidad que puede mostrarse gráficamente. Esa representación consiste en reconocer la estación que se desea evaluar, usando los valores de precipitación estacionales o anuales. Para analizar los registros de la estación pluviométrica escogida se debe tener por lo menos tres estaciones cercanas cuyos valores de precipitaciones estacionales o anuales sean confiables y se les dará el nombre de estaciones base, cuyo registro datos en el tiempo debe ser del mismo periodo con el de la estación a evaluar. En los valores de precipitación estacional o anual, a partir del primero dato se hace un promedio de los valores de las tres o más estaciones base y se suman por estaciones o años, consiguiendo una precipitación media estacional o anual acumulada. Después, en un sistema de ejes de coordenadas, se dibuja en el eje de ordenadas los datos de precipitación estacional o anual acumulada de la estación a evaluar y en abscisas los de precipitación media estacional o anual acumulada de las estaciones base. Si los datos en el tiempo no han sufrido cambios, los puntos graficados se sobreponen a en una recta con una sola pendiente, por ende, no será necesario hacer

correcciones. Por otro lado, si hay variaciones en la pendiente de la recta, significa que parte del registro de datos contiene valores incorrectos de modo que el registro de valores debe ser evaluado, corregido y sustituido por un valor correcto que haga q la pendiente de la recta no varíe.

Se consigue en ese caso un factor de corrección que es proporcional a la diferenciación de la pendiente de la recta (Figura 3). El factor de corrección se obtiene haciendo que la división P_c/P_e sea mayor a uno.

Figura 3: Análisis de doble masa. Fuente: (Chow, 1994).



2.3.3 Método de interpolación espacial

Es el proceso de manejar información espacial para obtener datos nuevos significativos a partir de datos originales. Normalmente el análisis espacial se hace con un Sistema de Información Geográfica (SIG). El SIG casi siempre nos brinda herramientas de análisis espacial para crear actividades de geo procesamiento como es la interpolación de datos. En hidrología es dable que los especialistas resalten la

importancia del modelado hidrológico (modelar el movimiento del agua por sobre y dentro de la tierra) y del análisis del terreno.

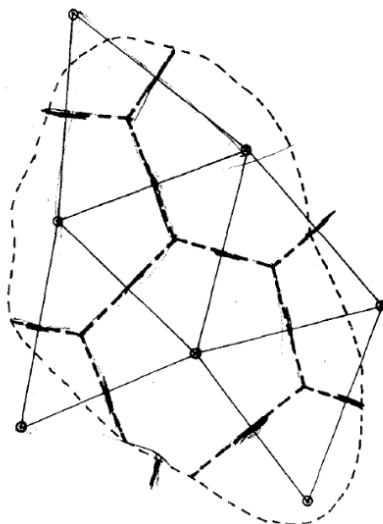
Según Chereque (1989), para construir esta interpolación espacial:

- A partir de las precipitaciones registradas en los pluviómetros es viable generar la precipitación media para el área dentro de la cuenca.
- Los pluviómetros se deben ubicar en puntos estratégicos y en suficiente número para que la información conlleve a una buena calidad de datos generados.
- El problema es el de generar los valores altura de agua que cae en promedio en el periodo a analizar dentro del área de una cuenca.

a) Método de los polígonos de Thiessen

Este método es el más sencillo, pero que sólo da buenos resultados cuando el número de pluviómetros es grande. En la figura 4 se ve la distribución de las estaciones y el área de interés a analizar.

Figura 4: Trazado de los polígonos de Thiessen. Fuente: Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil. (Chereque, 1989).



La precipitación media para los polígonos de Thiessen es:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i A_i)}{A} = \sum_{i=1}^n \left(P_i \frac{A_i}{A} \right) \dots\dots\dots(4)$$

P - precipitación media dentro del área de la cuenca.

P_i - precipitación registrada en la estación pluviométrica.

A_i - área del polígono correspondiente a la estación pluviométrica evaluada. i

A - área total de la cuenca.

n - cantidad de las estaciones pluviométricas con influencia dentro de la cuenca.

b) Curvas isoyetas

Una isoyeta es la línea de igual precipitación. Para este trabajo se utilizó el método de Spline solamente para los días de máxima precipitación (Chereque,1989, p.31).

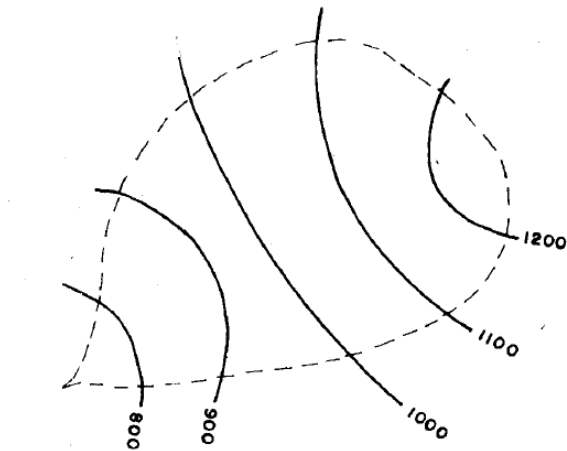
Los pasos son:

- 1) Dibujar las líneas de isoyetas, entre las estaciones de nuestra zona de estudio o cuenca, de forma parecida a como se dibujan las curvas de nivel.
- 2) Calcular las áreas A_1, A_2, \dots, A_n entre cada dos isoyetas contiguas;
- 3) Si P_0, P_1, \dots, P_n son los valores de precipitación diaria representadas por sus isoyetas referentes, se usa la siguiente ecuación:

$$P = \frac{\frac{P_0 + P_1}{2} A_1 + \dots + \frac{P_{n-1} + P_n}{2} A_n}{A_1 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(5)$$

La representación de las isoyetas se puede ver en la figura 5.

Figura 5: Isoyetas de precipitación en milímetros sobre una cuenca Fuente: Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil. (Chereque, 1989).



2.3.4 Distribución teórica probabilística

En este capítulo se muestrean las distribuciones teóricas probabilísticas más usadas en hidrología, para la generación de las precipitaciones máximas en 24 horas. Los métodos de distribución de probabilidades usados en el desarrollo del análisis de frecuencia son:

a) Distribución Normal o Gaussiana

Villon (2006) indica que:

“Por lo general, una función de densidad de probabilidades o una función de distribución acumulada, puede escribirse como una función de la variable aleatoria y en general como una función de sus parámetros, así por ejemplo, la función de densidad de probabilidad de la distribución normal, de variable aleatoria X ”. (p.137)

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-0,5\left(\frac{x-u}{S}\right)^2} \dots\dots\dots(6)$$

La función de distribución acumulada normal se define como:

$$F(x) = \left(\int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \right) e^{-0,5\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)^2} dx \dots\dots\dots(7)$$

Dónde:

$f(x)$ es la función densidad normal de la variable x .

$F(x)$ es la función de distribución acumulada de la variable x .

x es la independiente.

u es el parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S o σ es el parámetro de escala, igual a la derivación estándar de x .

$u = \bar{x}$ Estimación de parámetros, método de momentos.

$$\sigma^2 = \frac{1}{1-n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \dots\dots\dots(8)$$

b) Distribución Log-Normal de 2 y 3 parámetros

Las variables físicas de interés en Hidrología (precipitación, caudal, evaporación y otras) son generalmente positivas, por lo cual es usual que presenten distribuciones asimétricas. (Villón, 2006, p.210).

De esta forma, se ha formulado emplear una transformación logarítmica, donde $y = Ln(x)$, esta normalmente distribuida; luego x está distribuida en forma Normal.

La función de densidad de probabilidad es determinada por:

$$f(X) = \frac{1}{\sigma_y x \sqrt{(2\pi)}} e^{-0,5\left(\frac{y-u_y}{\sigma_y}\right)^2} \dots\dots\dots(9)$$

La función de distribución acumulada log-normal se determina de la siguiente forma.

$$F(X) = \frac{1}{\sigma_y x \sqrt{(2\pi)}} \int_0^x e^{-0,5\left(\frac{y-u_y}{\sigma_y}\right)^2} dx \dots\dots\dots(10)$$

Dónde:

u_y es la media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y} .

σ_y es la desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado S_y y

asumiendo que $y = \ln(X)$

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\hat{u}_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log_a(x_i) \dots\dots\dots(11)$$

$$\sigma_y = \left\{ \left(\frac{1}{N} \right) \sum_{i=1}^N \left[\log_a(x_i) - \hat{u}_y \right]^2 \right\}^{0,5} \dots\dots\dots(12)$$

Dónde:

$$\ln(X_T) = u_x + K\sigma_y \dots\dots\dots(13)$$

K es el mismo parámetro de la Distribución Normal, mientras si se quiere trabajar con la variable no transformada en el campo logarítmico se tiene que:

$$K = \exp \frac{\left[\left(K_T (1 + c_v^2) \right)^{0,5} - \left(\frac{\ln(1 + c_v^2)}{2} \right) \right]}{c_v} - 1 \dots\dots\dots(14)$$

$$K_T = F_u^{-1} \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \dots\dots\dots(15)$$

Dónde:

$F_u^{-1} \left(1 - \frac{1}{T_r} \right)$: Es el inverso de la función de distribución Normal estandarizada

acumulado.

c_v es el coeficiente de variación.

Si se cuenta con una variable aleatoria x , y posee una distribución Log- Normal, esto simboliza que $y = \ln(x)$. Es posible una generalización, en el caso que se ingrese

un límite inferior x_0 , en cuyo caso $Ln(x)$, es cambiado por $Ln(x - x_0)$. (Villón, 2006, p.210).

En la distribución Log-Normal hay una distribución Log-Normal de 2 parámetros y de 3 parámetros, en la de 3 parámetros, al tercer parámetro es el límite inferior x_0 , el cual es denominado parámetro de posición. (Villón, 2006, p.210).

c) Distribución Gamma de 2 y 3 parámetros

“Otra distribución que juega un papel importante en la Hidrología es la distribución gamma. Su aplicación es tan común, como el uso de la distribución Log- Normal”. (Villón, 2006, p.226).

Villón, (2006) indica que la función de densidad de probabilidad de la distribución Gamma de 2 parámetros es definida por:

$$f(x) = \frac{1}{|a|\Gamma(\beta)} \left(\frac{x}{a}\right)^{\beta-1} e^{-\frac{x}{a}} dx \dots\dots\dots(16)$$

Dónde:

α es el parámetro de escala.

$\beta > 0$ es el parámetro de forma.

$\Gamma(\beta)$ es la función Gamma completa.

$$\Gamma(\beta) = \int_0^{\infty} z^{\beta-1} e^{-z} dz \dots\dots\dots(17)$$

Estimación de parámetros, método de momentos.

$$u = \alpha\beta \dots\dots\dots(18)$$

$$\sigma^2 = \alpha^2 \beta \dots\dots\dots(19)$$

Dónde:

$$\hat{\beta} = \frac{1}{\hat{c}_v^2} \text{ y } \hat{\alpha} = \frac{\hat{u}}{\hat{\beta}} \dots\dots\dots(20)$$

Villón, (2006) afirma que la función de densidad de probabilidad de la distribución Gamma de 3 parámetros es definida por:

$$f(x) = \frac{1}{|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{X - X_o}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp\left(-\frac{X - X_o}{\alpha} \right) \dots\dots\dots(21)$$

La función de distribución acumulada de la distribución Gamma de 2 parámetros se define como:

$$P(X \leq x) = \frac{1}{|\alpha|\Gamma(\beta)} \int_0^x \left(e^{-\frac{X-X_o}{\alpha}} \right) \left(\frac{X - X_o}{\alpha} \right)^{\beta-1} dx \dots\dots\dots(22)$$

Dónde:

α y β son parámetros de escala y forma respectivamente.

x_o es el parámetro de localización.

Estimación de parámetros, método de momentos.

$$\hat{\beta} = \left(\frac{2}{\hat{y}} \right)^2 \dots\dots\dots(23)$$

$$\hat{\alpha} = \hat{\sigma} \frac{\hat{y}}{2} \dots\dots\dots(24)$$

$$\hat{X}_o = \hat{u} - \hat{\alpha}\hat{\beta} \dots\dots\dots(25)$$

d) Distribución Log - Pearson tipo III

Villón, (2006) afirma que una variable X , tiene una distribución log-Pearson tipo III, si su función densidad de probabilidad es:

$$f_x(x) = \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left[\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right]} \dots\dots\dots(26)$$

La función de distribución acumulada de la distribución log-Pearson tipo III se define como:

$$F_x(x) = \int_{x_o}^x \frac{1}{x|\alpha|\Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left[\frac{\ln(x) - y_o}{\alpha} \right]} dx \dots\dots\dots(27)$$

Dónde:

α y β son los parámetros de escala y forma respectivamente.

x_o es el parámetro de localización.

Estimación de parámetros, método de momentos.

$$\hat{\beta} = \left(\frac{2}{\hat{y}_y} \right)^2 \dots\dots\dots(28)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\hat{\sigma}_y \hat{y}_y}{2} \dots\dots\dots(29)$$

$$\hat{X}_o = \hat{u}_y - \hat{\alpha} \hat{\beta} \dots\dots\dots(30)$$

e) Distribución de Gumbel

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamada también Valor Extremo Tipo I, Fisher-Tippett tipo I ó distribución doble exponencial. (Villón, 2006).

La función de densidad de probabilidad de la distribución de Gumbel es definida por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)} \cdot e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}} \dots\dots\dots(31)$$

La función de distribución acumulada de la distribución de Gumbel se define como:

$$F(X) = e^{-e^{-\left(\frac{X-u}{\alpha}\right)}} \dots\dots\dots(32)$$

Dónde:

$0 < \alpha < \infty$: Es el parámetro de escala.

$-\infty < \beta < \infty$: Es el parámetro, llamado también valor central o moda.

Estimación de parámetros, método de momentos

$$\hat{u} = \hat{x} - 0,45.S \dots\dots\dots(33)$$

$$\hat{\alpha} = 0,78.S \dots\dots\dots(34)$$

f) Prueba de Kolmogorov - Smirnov

Villon (2006) indica que:

La prueba de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor de la recta teórica del modelo (p.181).

La prueba de Kolmogorov – Smirnov es un procedimiento de bondad de ajuste, es decir nos ayuda a encontrar la medición del grado de concordancia ocurrente entre la distribución de un grupo de datos y la distribución teórica específica. (Dekking, 2005, p.10).

Es una prueba no paramétrica que se emplea para probar el grado de concordancia entre las distribuciones de datos empíricos de la muestra y alguna distribución teórica específica. Las hipótesis para este método son:

H_0 es la distribución de frecuencias observada es consistente con la distribución teórica-buen ajuste.

H_1 es la distribución de frecuencias observada no es consistente con la distribución teórica – mal ajuste.

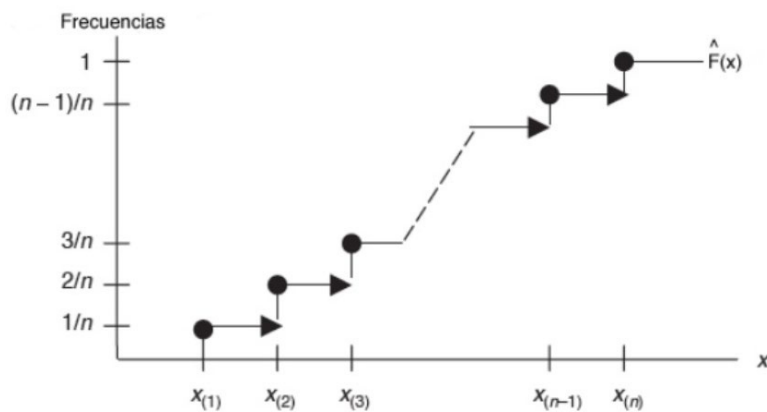
α es el nivel de significancia de la prueba.

Las ventajas son:

- Más eficaz que la chi – cuadrado.
- Fácil de usar y calcular.
- No requiere la agrupación de los datos.
- El valor estadístico es independiente de la distribución de frecuencias esperada.

- Solo necesita del valor del tamaño de la muestra.

Figura 6: Función de la distribución empírica Fuente: (Dekking, 2005).



$$\lim_{x \rightarrow -\infty} S_n(x) = 0, \lim_{x \rightarrow \infty} S_n(x) = 1 \dots\dots\dots(35)$$

Si $x < y$ entonces $S_n(x) \leq S_n(y)$

$$S_n(x+h) \rightarrow S_n(x) \text{ como } h \downarrow 0$$

$$\hat{F}(x) = S_n(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I_{(-\infty, x]}^{(x_i)} \dots\dots\dots(36)$$

$$\text{Si } S_n(x) = 0; x < x_{(1)} \dots\dots\dots(37)$$

$$\text{Si } S_n(x) = \frac{i}{n}; x \leq x_{(i+1)} \dots\dots\dots(38)$$

$$\text{Si } S_n(x) = 1; x \geq x_{(n)} \dots\dots\dots(39)$$

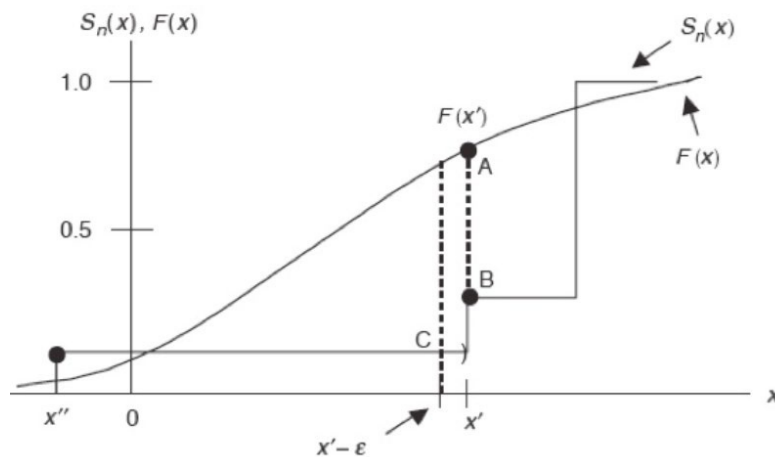
$$P\left(S_n(x) = \frac{j}{n}\right) = \binom{n}{j} F(x)^j (1-F(x))^{n-j}, j = 0, 1, \dots, n \dots\dots\dots(40)$$

$$E(S_n(x)) = F(x) \dots\dots\dots(41)$$

$$V(S_n(x)) = \frac{F(x)(1-F(x))}{n} \dots\dots\dots(42)$$

$$S_n(x) \xrightarrow{p} F(x) \dots\dots\dots(43)$$

Figura 7: Estadístico Kolmogorov – Smirnov Fuente: (Dekking, 2005).



$$D_n = \sup_x |S_n(x) - F(x)| \dots\dots\dots(2.44)$$

$$D_n = \max_x \{ |S_n(x) - F(x)|, |S_n(x - \varepsilon) - F(x)| \}, \varepsilon > 0 \dots\dots\dots(45)$$

$$AB = |S_n(x') - F(x')| \dots\dots\dots(46)$$

$$AC = |S_n(x' - \varepsilon) - F(x')| = |S_n(x'') - F(x'')| \dots\dots\dots(47)$$

$$D_n = AC \dots\dots\dots(48)$$

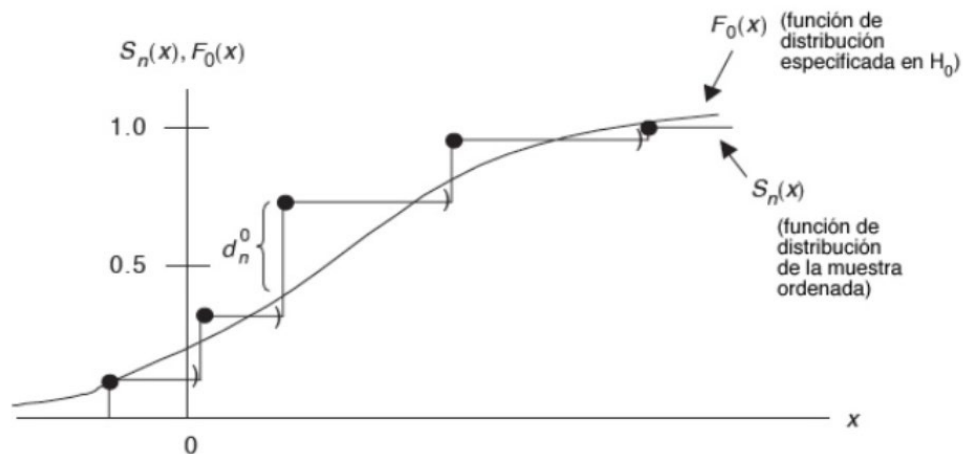
Ordenar la muestra del más pequeño al más grande, es decir, obtener la secuencia ordenada x_0, x_1, \dots, x_n

Calcular el valor de la función de distribución empírica

$$S_n(x) = \frac{i}{n} \forall x_i = 1, \dots, n \text{ y } x_{(i)} \leq x < x_{(i+1)} \dots\dots\dots(49)$$

Como la distribución teórica se encuentra especificada en H_o , encontrar la probabilidad esperada $F_o(x)$ para cada valor ordenado de x . Para la realización del método se tiene:

Figura 8: Realización de la prueba Kolmogorov – Smirnov Fuente: (Dekking, 2005).



$$H_0 : F(x) = F_o(x) \rightarrow \forall x \in (-\infty, \infty) \dots\dots\dots(50)$$

$$H_1 : F(x) \neq F_o(x) \ni x \dots\dots\dots(51)$$

$$D_n^0 = \max \{ |S_n(x) - F_o(x)|, |S_n(x - \varepsilon) - F_o(x)| \}, \varepsilon > 0 \dots\dots\dots(52)$$

D_n^0 es una función de las desviaciones entre la distribución de frecuencia relativa acumulada observada y las correspondientes probabilidades Acumuladas de acuerdo a

H_0 , d_n^0 es la realización de la muestra D_n^0

$$0 \leq d_n \leq 1 \dots\dots\dots(53)$$

2.3.5 Tiempo de concentración (Tc)

Mendoza (2005), define al tiempo de concentración como:

El tiempo recorrido por una gota de agua de lluvia que escurre superficialmente desde el lugar más lejano de la cuenca hasta el punto de desfogue. Para la obtención de este parámetro se pueden emplear diferentes fórmulas que se relacionan con otros parámetros propios de la cuenca (p.6).

Gironza, (2006, p.52) indica que:

Para conseguir un tiempo de concentración valido para nuestra cuenca, se recomienda usar varias ecuaciones empíricas mostradas en la literatura

científica, se considera apropiado incluir al menos unas cinco estimaciones diferentes, algunos de estos métodos son:

a) SCS-Ranser

$$T_c = 0,947 \left(\frac{L_c^3}{H} \right)^{0,385} \dots\dots\dots(54)$$

T_c es el tiempo de concentración en horas.

H es la diferencia entre la cota mayor y la cota menor de la cuenca en m.

L_c es la longitud del cauce principal en km.

b) California Culvert Practice (1942)

Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

$$T_c = \left(\frac{0,87L_c}{H} \right)^{0,385} \dots\dots\dots(55)$$

T_c es el tiempo de concentración (horas).

H es la diferencia entre la cota mayor y la cota menor de la cuenca (m).

L_c es la longitud del cauce principal en km.

c) Kirpich (1942)

$$T_c = 0,06628 \left(\frac{L_f}{\sqrt{S_0}} \right)^{0,77} \dots\dots\dots(56)$$

T_c es el tiempo de concentración en horas.

L_f es la longitud del cauce principal hasta la divisoria en km.

S_0 es la pendiente promedio del cauce principal en (m/m).

d) Témez (1978)

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L_c}{S_0^{0,25}} \right)^{0,76} \dots\dots\dots(57)$$

T_c es el tiempo de concentración en horas.

L_c es la longitud del cauce principal en km.

S_0 es la pendiente promedio del cauce principal (%).

e) Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L_c}{25,3\sqrt{L_c S_0}} \dots\dots\dots(58)$$

T_c es el tiempo de concentración (horas).

L_c es la longitud del cauce principal (km).

S_0 es la pendiente promedio del cauce principal (m/m).

A es el área de la cuenca en Km².

f) Ven te chow

$$T_c = 0,8773 \left(\frac{L_c^{1,5}}{\sqrt{CM_c - Cm_c}} \right)^{0,64} \dots\dots\dots(59)$$

T_c es el tiempo de concentración en horas.

L_c es la longitud del cauce principal en km.

CM_c es la cota mayor del cauce principal (m.s.n.m.).

Cm_c es la cota menor del cauce principal (m.s.n.m.).

g) Clark

$$T_c = 0,335 \left(\frac{A}{S_0^{0,5}} \right)^{0,593} \dots\dots\dots(60)$$

T_c es el tiempo de concentración en horas.

S_0 es la pendiente promedio del cauce principal en (m/m).

A es el área de la cuenca en Km^2 .

h) Ventura-Heron (1949)

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L_c}{S_0^{0,25}} \right)^{0,75} \dots\dots\dots(61)$$

T_c :es el tiempo de concentración en horas.

L_c es la longitud del cauce principal km.

S_0 es la pendiente promedio del cauce principal (%).

i) Passini

$$T_c = 0,108 \left(\frac{AL_c}{\sqrt{S_0}} \right)^{1/3} \dots\dots\dots(62)$$

T_c es el tiempo de concentración en horas.

L_c es la longitud del cauce principal en km.

S_0 es la pendiente promedio del cauce principal (%)

A es el área de la cuenca en Km^2 .

2.3.6 Estimación de caudales máximos utilizando modelos lluvia escorrentía

Rojo (2003), afirma que:

Los modelos de precipitación- escorrentía con fundamento en hidrógrafas sintéticas nos ayudan a generar los caudales de máximas avenidas para diferentes periodos de retorno usando los valores geomorfológicos de una cuenca. Las hidrógrafas unitarias sintéticas nos ayudan a elaborar un hidrograma de escorrentía superficial para una los registros de precipitaciones en 24 horas y profundidad unitaria para cuencas que no cuenten con registros de caudal. Las variables principales que definen cada hidrógrafa son: el tiempo de rezago, el

tiempo de concentración, el tiempo base y el tiempo pico, estas componentes son generadas en función de parámetros morfométricos de la cuenca, como son el área, la pendiente promedia, cota máxima, cota mínima, distancia al centroide, etc. Variando la forma de cálculo entre diferentes metodologías (p.2).

2.3.6.1 Hidrograma unitario sintético del SCS

El servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos (SCS) construyó un hidrograma unitario adimensional en función de registro de niveles de las corrientes de agua observadas, correspondientes a cuencas de muchos tamaños y localizadas en varios lugares de los Estados Unidos de América. Las componentes básicas del hidrograma son:

a) Tiempo de rezago del modelo SCS

Rojo (2003), asevera que:

El tiempo de rezago corresponde al tiempo comprendido entre el centroide del histograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para una cuenca ya que depende de los parámetros morfométricos de la misma (p.2).

El tiempo de rezago se genera como:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8} (S+1)^{0.7}}{1900 S_c^{0.5}} \dots\dots\dots(63)$$

Donde:

L_c es la longitud del cauce principal de la cuenca en pies.

S es el factor de retención o almacenamiento calculado con base al número de curva CN.

S_c es la pendiente de la cuenca en porcentaje.

El factor de retención S se logra del método del SCS para retención o pérdidas mediante la ecuación:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots\dots\dots(64)$$

Donde CN es el número de curva. De similar forma el tiempo de concentración en la cuenca puede representarse como:

$$T_c = \frac{5}{3} T_R \dots\dots\dots(65)$$

b) Tiempo pico del modelo SCS

El tiempo pico se define como:

$$T_p = \frac{T_c}{2} + T_R \dots\dots\dots(66)$$

Donde:

T_c simboliza la duración de la lluvia efectiva en horas y T_R el tiempo de rezago en horas.

c) Caudal pico de los modelos SCS

$$U_p = \frac{484 A_c}{T_p} \dots\dots\dots(67)$$

En el cual A_c es el área de la cuenca en millas cuadradas y T_p es el tiempo pico en horas.

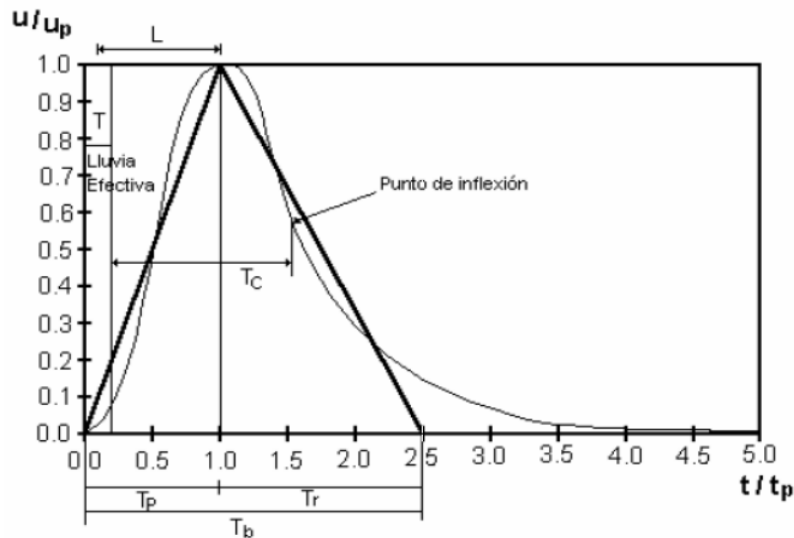
d) Esquema de la hidrógrafa del SCS

El tamaño límite de la cuenca está determinado por la exactitud deseada y las características climáticas regionales. No obstante, comúnmente, los hidrogramas unitarios no deben usarse para cuencas cuya área sobrepase los 5 000 km². (Linsley, 1977, p.194).

El hidrograma unitario adimensional del SCS puede ser representado por una hidrógrafa unitario triangular semejante con el caudal y las mismas unidades de tiempo,

teniendo por ende el mismo porcentaje del volumen en lado creciente del hidrograma (Rojo, 2003). Esto se muestra la Figura 9.

Figura 9: Esquema de la hidrógrafa del SCS. Fuente: (Chow,1994).



2.3.6.2 Hidrograma unitario sintético de Snyder

Snyder encontró relaciones sintéticas para algunas características de un hidrograma unitario estándar. Algunas relaciones del mismo tipo fueron encontradas más tarde por el cuerpo de ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (Chow, 1994).

Mendoza (2005) afirma que:

El modelo de Snyder fue desarrollado a partir de una serie de estudios sobre cuencas cuyas áreas oscilan en un rango de entre 10 y 10 000 millas cuadradas en los Montes Apalaches de Estados Unidos (p.32).

Los componentes para este método son:

a) Tiempo de rezago del modelo de Snyder

Snyder adoptada el concepto que el tiempo de retraso es constante para una cuenca, ya que este necesita los datos de algunas de sus características físicas y no depende del tipo de lluvia o sus variaciones. (Mendoza, 2005, p.33).

El tiempo de retraso se calcula de la forma:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8} (S+1)^{0.7}}{1900 S_c^{0.5}} \dots\dots\dots(68)$$

Donde:

T_R es el tiempo de rezago en horas,

L_c es la longitud del canal principal en pies,

S es el factor de retención o almacenamiento calculado con base al número de curva CN.

S_c es la pendiente de la cuenca en porcentaje.

Si el tiempo de rezago es más grande que el tiempo de concentración se recomienda usar la ecuación 69:

$$T_c = \frac{5}{3} T_R \dots\dots\dots(69)$$

Siendo T_c el tiempo de concentración en horas.

b) Duración de la lluvia según el método de Snyder

Snyder estimó precipitaciones que tengan una relación con el tamaño de la cuenca definiendo para ello una relación de 1/1.5 veces el tiempo de rezago. (Mendoza, 2005, p.33).

$$t_s = \frac{T_R}{5.5} \dots\dots\dots(70)$$

Donde:

t_s será la duración de la lluvia efectiva en horas y T_R el tiempo de rezago en horas.

c) Tiempo pico del modelo de Snyder

El tiempo pico puede calcularse como:

$$T_p = \frac{T_c}{2} + T_R \dots\dots\dots(71)$$

Donde T_p es el tiempo pico, T simboliza la duración de la precipitación en horas y T_R es el tiempo de rezago. (Mendoza, 2005, p.34).

d) Caudal pico de Snyder

El caudal pico por milla cuadrada u_p puede ser conseguido usando la siguiente expresión. (Mendoza, 2005, p.33).

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R} \dots\dots\dots(72)$$

Donde:

u_p es el caudal pico por unidad de área en $\text{pie}^3/\text{smi}^2$.

T_R es el tiempo de rezago en horas.

C_p es el coeficiente dependiente de la topografía de la cuenca, sus valores están entre 0,50 y 0,80.

La ecuación 72 es utilizada cuando el hidrograma unitario a elaborar corresponde a una precipitación efectiva cuya duración coincide con el tiempo pico, en caso contrario se usa la ecuación 73. (Mendoza, 2005, p.34).

$$u_p = C_p \frac{640}{\left[T_R + \frac{(T - t_s)}{4} \right]} \dots\dots\dots(73)$$

t_s es la duración de la precipitación en horas.

T es la duración de la lluvia efectiva en horas.

T_R es el tiempo de rezago en horas

Una vez generado el caudal pico por unidad de área, el caudal pico total se consigue como:

$$U_p = u_p A_c$$

Siendo A_c el área total de la cuenca en Km^2 .

e) Duración de la escorrentía Superficial

El cálculo del tiempo base de Hidrograma unitario se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t_b = 3 + 3 \frac{T_R}{24} \dots\dots\dots(74)$$

Donde:

t_b es el tiempo base en días

T_R es el tiempo de rezago en horas

La ecuación 74 es conveniente para las cuencas grandes, sin embargo, para las cuencas pequeñas genera valores demasiado altos, por ende, el tiempo base debe recalcularse como cinco a seis veces el valor del tiempo pico.

f) Esquema del hidrograma unitario de Snyder

“El cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos de América implantó dos ecuaciones adicionales al modelo con el objeto de obtener cuatro puntos del hidrograma unitario de Snyder que facilitan su definición”. (Mendoza, 2005, p.34).

Dichas ecuaciones son:

$$W_{50} = \frac{770}{u_p^{1,08}} \dots\dots\dots(75)$$

$$W_{75} = \frac{440}{u_p^{1,08}} \dots\dots\dots(76)$$

Donde:

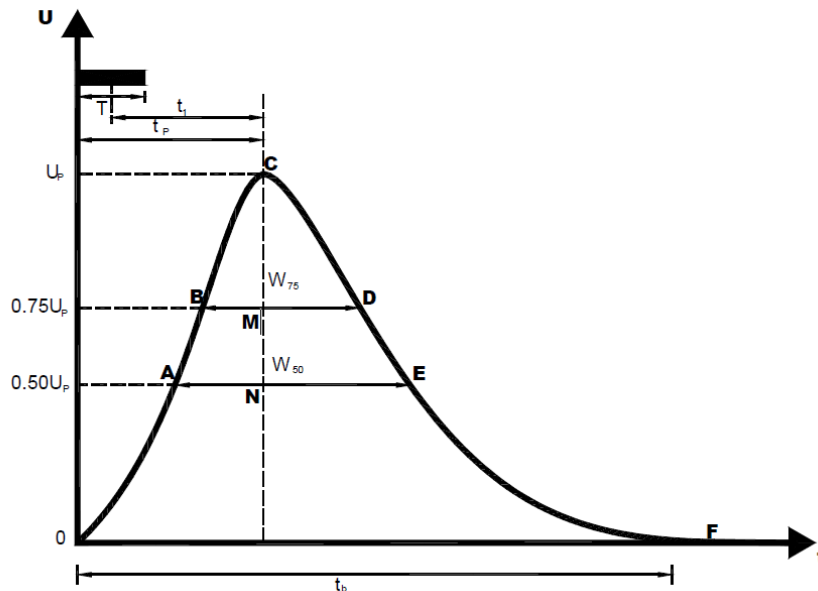
u_p simboliza el caudal al pico por unidad de área en $\text{pie}^3/\text{smi}^2$

W_{50} es el momento de tiempo en horas correspondiente al 50% del caudal al pico

W_{75} es el momento de tiempo en horas correspondiente al 75% del caudal al pico.

Cada intervalo de tiempo se localizará en la hidrógrafa tal así que su tercera parte se encuentre a la izquierda de la vertical que recorre por el pico del hidrograma unitario y las dos terceras partes a la derecha de la línea como se observa en la Figura 9.

Figura 10: Esquema de la hidrógrafa de Snyder. (Mendoza, 2005).



2.3.6.3 Hidrograma unitario sintético de Williams y Hann

Mendoza (2005), señala que:

A comienzos de los años setenta del siglo pasado, Jimmy R. Williams y Roy W. Hann esbozaron un modelo para generar el hidrograma sintético en una cuenca derivado por una lluvia instantánea y que use sus características geomorfológicas más representativas, como son la pendiente del cauce principal, el área y su relación ancho - largo. La cuenca para este modelo cuenta con dos características geomorfológicas importantes como la constante de recesión K y el tiempo al pico T_p (p.43).

a) Parámetros del modelo de Williams y Hann

El tiempo pico T_p y la constante de recesión K y fueron conseguidos por Williams y Hann mediante varios análisis de regresión elaborados sobre un grupo de

treinta y cuatro cuencas situadas en diversos lugares de Estados Unidos de América.

cuyas áreas se encuentran entre 1,30 y 65 Km². (Mendoza, 2005, p.34).

Dichos estudio arroja como resultado las ecuaciones:

$$K = 27 A_c^{0,231} S_{cp}^{-0,777} \left(\frac{L_c}{W_c} \right)^{0,124} \dots\dots\dots(77)$$

$$T_p = 4.63 A_c^{0.4222} S_{cp}^{-0.48} \left(\frac{L_c}{W_c} \right)^{0.1333} \dots\dots\dots(78)$$

b) Tiempos del Modelo

La obtención de los tiempos t_o y t_1 y de los valores n y B es imprescindible para la construir el hidrograma sintético. Estos tiempos fueron conseguidos por Williams y Hann y las ecuaciones para conseguirlos son:

$$t_o = T_p \left[1 + \frac{1}{(n-1)^{0,5}} \right] \dots\dots\dots(79)$$

El valor de t_1 se encuentra a una distancia igual a dos veces la constante de recensión de la cuenca ($2K$) contada a partir de t_o , como se indica a continuación:

$$t_1 = t_o + 2K \dots\dots\dots(80)$$

El valor de n es el parámetro de forma del hidrograma sintético unitario de Williams y Hann y se obtiene de las siguientes variables:

$$n = 1 + \left\{ \frac{1}{2(K/T_p)} + \left[\frac{1}{4(K/T_p)} + \frac{1}{(K/T_p)} \right]^{0,5} \right\}^2 \dots\dots\dots(81)$$

El valor del coeficiente B influye más como una constante para la conversión de unidades que como una variable de significado físico. El coeficiente B se usa para resolver la ecuación integral derivada por Williams y Hann, pero para un uso práctico el valor de B se obtiene gráficamente en relación de n según se observa en la figura 11 y la Figura 12.

Figura 11: Relación entre n y B para entre 1.27 y 12. (Mendoza, 2005).

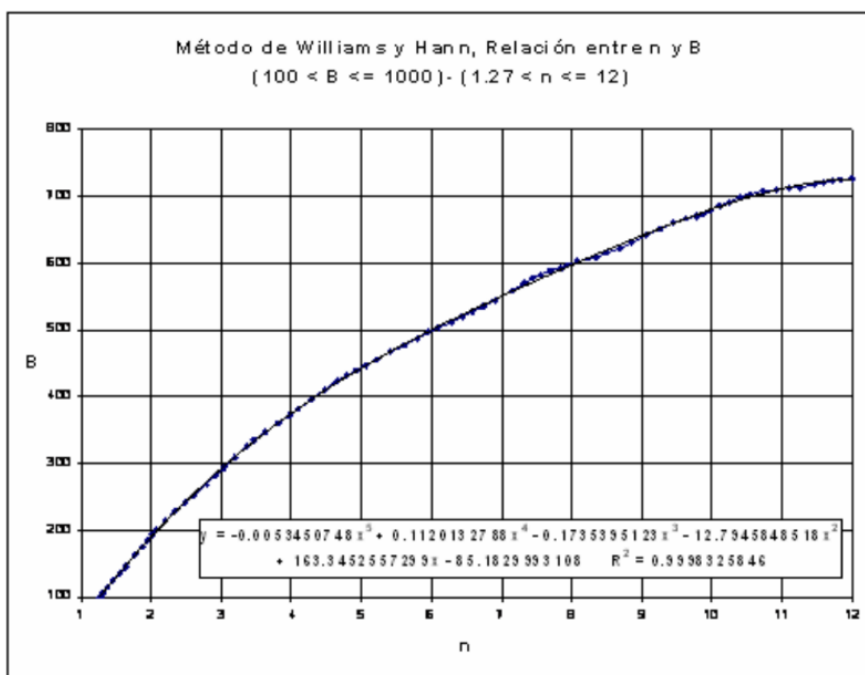


Figura 12: Relación entre n y B para mayores de 1.27 (Mendoza, 2005).



c) Caudal al Pico del hidrograma Unitario de Williams y Hann

El caudal pico para el hidrograma unitario de Williams y Hann se estima como:

$$U_p = \frac{BA_c}{T_p} \dots\dots\dots(82)$$

d) Forma del hidrograma unitarios de Williams y Hann

Las ecuaciones planteadas por Williams y Hann para la obtención de la representación de su hidrograma unitario sintético son:

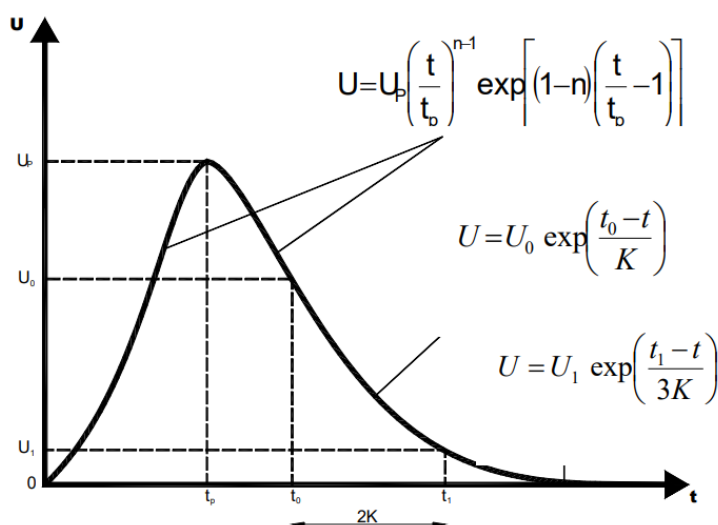
$$U = U_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{n-1} \exp \left[(1-n) \left(\frac{t}{T_p} - 1 \right) \right] \Rightarrow t \leq t_0 \dots \dots \dots (83)$$

$$U = U_0 \exp \left(\frac{t_0 - t}{K} \right) \Rightarrow t_0 \leq t \leq t_1 \dots \dots \dots (84)$$

$$U = U_1 \exp \left(\frac{t_1 - t}{3K} \right) \Rightarrow t \geq t_1 \dots \dots \dots (85)$$

en la Figura 13 se muestra la forma del hidrograma unitario sintético de Williams y Hann, el cual tiene varias condiciones según el hidrograma.

Figura 13: Esquema hidrograma unitario de Williams y Hann. (Mendoza, 2005).



2.3.7 Curvas Intensidad – duración - frecuencia (IDF)

Estas curvas son una de las herramientas más importantes para la generación de caudales de máximas avenidas. Son la herramienta imprescindibles de los modelos lluvia-escorrentía, como son los hidrogramas unitarios y el método racional. (Rojo, 2003).

Estas dependen del sitio de medición de la lluvia, sus fórmulas son:

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n} \dots\dots\dots(86)$$

I es la Intensidad máxima en mm/h

T es el período de retorno en años

t es duración de la precipitación en minutos

k, n, m son constantes (adimensional).

Como se indica en el estudio (SENAMHI-UNI, 1983), la relación existente para las precipitaciones e intensidades son:

Para cuando $h < 4$

$$\frac{I_t}{I_{24h}} = \left(\frac{t+b}{24} \right)^{n-1} \dots\dots\dots(87)$$

$$\frac{P_t}{P_{24h}} = \left(\frac{t+b}{24} \right)^n \dots\dots\dots(88)$$

Para cuando $h \geq 4$

$$\frac{I_t}{I_{24h}} = \left(\frac{t}{24} \right)^{n-1} \dots\dots\dots(89)$$

$$\frac{P_t}{P_{24h}} = \left(\frac{t+b}{24} \right)^{n-1} \dots\dots\dots(90)$$

Donde:

h es el intervalo en horas.

n es el parámetro de duración (adimensional).

b es el parámetro de duración por región (adimensional).

P_t es la precipitación para una hora estimada.

P_{24h} es la precipitación máxima en 24 horas.

I_t es la intensidad de precipitación para una hora estimada.

I_{24h} es la intensidad de precipitación máxima para 24 horas.

Habiendo obtenido la precipitación máxima para diferentes tiempos de retorno en las diferentes cuencas y considerando que estas suceden en un tiempo de 24 horas, se podrá encontrar el valor de la intensidad en 24 horas para cada tiempo de retorno, como se indica en la ecuación 91.

$$I_{24h} = \frac{P_{24h}}{24} \dots\dots\dots(91)$$

2.3.8 Datos de suelo y cubierta

Según Chereque (1989) los pasos del estudio en este capítulo se describen en el desarrollado por el Servicio de conservación de EE. UU. Dicho estudio nos ayuda a:

1. Darle a la cuenca una curva de escorrentía, según su cubierta vegetal y el tipo de suelo que esta contenga.
2. Encontrar los caudales extremos de máximas avenidas que sucedan en dicha cuenca, después de una gran precipitación de lluvia prolongada e intensa.

2.3.8.1 Grupos de suelos hidrológicos

Se usaron cuatro principales grupos de suelos, conseguidos según la contribución de escorrentía directa después de haberse humedecido e inflado y sin su cobertura vegetal. (Chereque, 1989, p.117).

- a) Grupo A: (Cuenta con la probabilidad de un mínimo escurrimiento). Contiene a los lotes muy permeables y las arenas profundas con casi nada de y arcilla y limo.

- b) Grupo B: Casi todos los suelos arenosos, pero menos profundos y compactos que los mostrados en el grupo A, pero este grupo, en conjunto, cuenta con una infiltración media superior después de haberse mojado completamente.
- c) Grupo C: Incluye a los suelos poco profundos y los que cuentan con mucha coloides y arcilla, aunque en menor cantidad que los mostrados en el grupo D. Este grupo cuenta con una infiltración inferior al promedio después de que el suelo haya sido saturado.
- d) Grupo D: (Con altas posibilidades a un mayor escurrimiento). Aquí se contiene la gran parte de las arcillas que al mojarse aumentan de volumen, pero también incluye zonas casi impermeables cercanas a la superficie con suelos poco profundos.

2.3.8.2 Clases de usos y tratamientos del suelo

Chereque (1989) indica que:

La valoración de un tratamiento o uso se hace para ver qué cambios hidrológicos sucederán. El objetivo es que cuanto más se haga uso de la tierra, aumentan la retención total de la precipitación, por ende, disminuirá la producción de avenidas en los cauces dentro de la cuenca. (p.117).

Los principales tratamientos o usos que se tienen son:

1. **Rotación de cultivos**: Los buenos cambios en el cultivo tienen legumbres que se siembran una junta a otra o alfalfa o pastos, que se usan para mejorar la estructura de la zona de cultivo y maximizan la infiltración. En resumen, los buenos cambios en los cultivos en el tiempo aumentan la infiltración y los malos los disminuyen.
2. **Cultivos en hileras rectas**: aquí se contienen los cultivos que tienen una mayor pendiente y los transversales en hileras rectas.

3. **Cultivos por líneas de nivel:** Los números mostrados en la Tabla 1 se consiguieron utilizando valores de cuencas experimentales con pendientes de 3 a 8%.
4. **Terrazas:** Los datos de la Tabla 1 pertenecen a terrazas con pendiente y con los extremos abiertos.
5. **Pastizales o praderas naturales:** Para esta categoría, se muestran tres condiciones:
 - Praderas malas: Con excesivo pastoreo o cubierta vegetal en menos del cincuenta por ciento de su área.
 - Praderas regulares: Poseen una cubierta vegetal entre el cincuenta por ciento y el quince por ciento del área.
 - Praderas buenas: tienen más del setenta y cinco por ciento de cubierta vegetal y pastoreo ligero.
6. **Lotes de bosque:** Para esta categoría, se evalúan tres condiciones de lotes:
 - Bosque malos, con pastoreo excesivo son los que se queman regularmente como son las pequeños arbustos, ramas y hojas secas.
 - Bosque regulares, con algunas zonas de pastoreo pero que no se queman.
 - Bosque buenos, que cuentan con protección contra el pastoreo, de forma que el suelo está cubierto por hojas secas, ramas secas y arbustos.

2.3.8.3 Combinaciones hidrológicas de suelo-vegetación

Para las combinaciones hidrológicas suelo vegetación Chereque, (1989) indica que:

1. **La tabla 1:** Juntan los conjuntos de suelos, el uso que tiene del suelo y las clases de tratamiento, formando complejos hidrológicos de suelo y vegetación. Los números se muestran en un rango de cero hasta cien, al valor relativo de los complejos como productores de escorrentía directa se le conoce como numero

de curva. Cuanto más grande sea el número de curva, más grande será el volumen de esorrentía directa que puede obtenerse de una tormenta.

2. La tabla 2: Aquí se observa los diferentes números de curva obtenidos por el Servicio forestal de los Estados Unidos de América en áreas boscosas y áreas de pastizales en el occidente de los Estados Unidos.
3. La tabla 3: indica el paso por el cual se puede obtener un número de curva representativo para una cuenca con diferentes partes de suelo y vegetación.
4. Condición precedente: La suma de lluvia precipitada en un periodo de cinco a treinta días antes a una tormenta importante es llamada precipitación precedente, y las condiciones que se causan en la cuenca con relación al escurrimiento potencial son llamadas condiciones precedentes. En otras palabras, cuando más grande es la precipitación precedente, más grande será la esorrentía directa que sucede en una tormenta ocurrida.

Respecto a los problemas para identificar las condiciones anteriores hechas por la lluvia, de los valores de precipitación normalmente disponibles, (Chereque, 1989) indica que se pueden resumir a tres condiciones:

- a) Condición 1: Es para los sectores de la cuenca con suelos secos, pero no hasta el extremo de marchitamiento. Esta condición no se usa en el cálculo para determinar los caudales de máximas avenidas descrita en esta tesis.
- b) Condición 2: es usado para el promedio de avenidas anuales, es decir, un promedio de las circunstancias que ocurrieron antes del evento de la avenida máxima anual en muchas cuencas.
- c) Condición 3: esta condición es utilizada cuando ha llovido poco o mucho y han existido bajas temperaturas alrededor de cinco días anteriores a la ocurrencia de precipitaciones altas con tormenta, y el suelo está a punto de estar saturado.

Como se ve en la tabla 4, para obtener un numero de curva promedio se genera haciendo la sumatoria de las multiplicaciones parciales del área por su respectiva curva número.

Tabla 1: Números de las curvas de escurrimiento para las diferentes combinaciones hidrológicas suelo-vegetación. Fuente: (Chereque, 1989).

NUMEROS DE LAS CURVAS DE ESCURRIMIENTO PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES HIDROLOGICAS SUELO-VEGETACION						
(condiciones antecedentes de humedad II, Ia = 0.25)						
Uso del suelo y cubierta	Tratamiento o método	condicion para la infiltración	grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hil eras	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	C y T	Mala	66	74	80	82
	C y T	Buena	62	71	78	81
Granos pequeños	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	C y T	Mala	61	72	79	82
	C y T	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de pradera	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	C y T	Mala	63	73	80	83
	C y T	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Regular	25	59	75	83
	C	Buena	6	35	70	79
Pradera permanente Bosques (lotes de bosque)			30	58	71	78
		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Cascos ranchos			59	74	82	86
Caminos revestidos			72	82	87	89
Pavimentos			74	84	90	92
SR = hileras rectas C = por líneas de nivel T = Terrazas C y T = Terrazas a nivel						

Tabla 2: Números de las curvas de escurrimiento para bosques comerciales o nacionales.

BOSQUES COMERCIALES O NACIONALES					
(condiciones antecedentes de humedad II, la = 0.25					
Clase de la condición hidrológica		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
I	Lapeor	56	75	86	91
II	Mala	46	68	78	84
II	Media	36	60	70	76
IV	Buena	26	52	62	69
V	Mejor	15	44	54	61

Tabla 3: Números de las curvas de escurrimiento para áreas de bosque y pastizales en el oeste de los Estados Unidos Fuente: (Chereque, 1989).

AREAS DE BOSQUE Y PASTIZALES EN EL OESTE DE LOS ESTADOS UNIDOS					
(Para cuencas de la condición III, e la = 0.2 S					
Vegetación	condicion	Grupos de suelos			
		A	B	C	D
Herbácea	Mala		90	94	97
	Regular		84	92	95
	Buena		77	86	93
Artemisia	Mala		81	90	
	Regular		66	83	
	Buena		55	66	
Roble-Tiemblo	Mala		80	86	
	Regular		60	73	
	Buena		50	60	
Junípero	Mala		87	93	
	Regular		73	85	
	Buena		60	77	

Tabla 4: Ejemplo de la determinación para encontrar el número de curva promedio de una cuenca Fuente: (Chereque, 1989).

Determinación de los números representativos de los complejos suelos - vegetación			
Ítem	CN	% Área	(Área)(CN)
Cultivo en hilera, hilera recta, buena rotación	78	56,2	4 384
Legumbres, en líneas de nivel, buena rotación	69	37,5	2 588
Pradera, permanente	58	6,3	365
Total		100,0	7 337
Curva número promedio de la cuenca			73 365

2.3.9 Factores de reducción areal de área geográfica fija (FRA)

Severiano (2014), afirma que:

Los factores de área geográfica fija (FRA), se originan con las estadísticas de los registros de precipitaciones máximas puntuales y no de tormentas individuales. Estos factores sirven para estimar tormentas de diseño. Y como su nombre lo dice, se considera un área geográfica fija. Estos factores relacionan la altura de precipitación en un punto de la cuenca con la altura de precipitación promedio del área total de la cuenca (p.15).

La relación utilizada es la siguiente:

$$FRA = \frac{P_a}{P_p} \dots\dots\dots(92)$$

Donde:

P_a es la precipitación máxima areal puntual, para la duración y área de interés.

P_p es la precipitación media areal de los valores máximos puntuales, para la duración y área.

Severiano (2014), asevera que:

El factor de reducción areal define la magnitud de la altura de lluvia como función del área en la que ocurre y estos factores sirven para posteriormente estimar tormentas de diseño. La relevancia de emplear este tipo de factores reside en que generalmente se desconoce la distribución de frecuencias de las precipitaciones en un área determinada. El análisis hidrológico tradicional considera valores máximos anuales puntuales, sobrestimando los eventos de diseño por anular los efectos de la no simultaneidad de las tormentas. Este concepto de FRA permite tomar en cuenta la variabilidad espacial de las tormentas. Dado que las mediciones de la lluvia se hacen de manera puntual, no

es de esperarse que dichas mediciones sean las mismas para toda la cuenca analizada. Por este motivo, diferentes autores; algunos mencionados anteriormente, han propuesto ecuaciones empíricas para la reducción de la precipitación en función del tipo de tormenta y de la cuenca analizada. Por medio de los FRAs, además de considerarse una forma práctica de tomar en cuenta la no simultaneidad de eventos máximos, se puede reducir la lámina de precipitación media sobre una determinada área a medida que va aumentando la misma (p.32).

El factor de reducción areal también puede calcularse según las siguientes expresiones, en función del tipo de tormenta. (Severiano, 2014, p.33) hace mención acerca de la fórmula propuesta por (Egleson, 1972):

$$FRA = \frac{P_a}{P_p} = 1 - e^{-1,1 \cdot T^{0,25}} + e^{-1,1 \cdot T - 0,01 \cdot A} \dots\dots\dots(93)$$

Donde,

T es la duración de la tormenta, en días.

A es el área de la cuenca, en millas cuadradas.

2.3.10 Distribución de la lluvia en el tiempo y cálculo del hietograma total y de precipitación efectiva

Como se menciona en (Chow, 1994, p.150), para la realización del cálculo de la precipitación efectiva se usó el método de infiltración de Soil Conservation Service (SCS), descrito en la siguiente expresión:

$$P_e(acumul) = \frac{\left(LLacum_{(t)} FRA - I_a \right)^2}{\left(LLacum_{(t)} FRA - I_a + S \right)} \dots\dots\dots(94)$$

Donde:

P_e es la precipitación efectiva o escorrentía directa en lámina de agua en mm.

$LLacum_{(t)}$ es la lluvia acumulada para un tiempo t en mm.

I_a es la precipitación inicial para la cual no ocurrirá escorrentía en mm.

S es la retención potencial máxima en milímetros, dado por:

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots (95)$$

$$I_a = 0,2S \dots\dots\dots (96)$$

$$P_e(\text{periodo}) = P_e(\text{acumul})_{(t+1)} - P_e(\text{acumul})_{(t)} \dots\dots\dots (97)$$

2.3.11 Proyecto IILA - SENAMI - UNI

La realización de este proyecto encuadra en el convenio de cooperación técnica realizado por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), el Instituto Italo - Latinoamericano (IILA) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), en el contexto de sus concernientes competencias institucionales.

El proyecto tiene como fin, suministrar a los ingenieros e investigadores elementos útiles para la evaluación de:

- 1) La disponibilidad de los recursos hídricos en todas las zonas de nuestro país e ver las posibilidades que se tiene para su mejorar su aprovechamiento.
- 2) Los caudales de máximas avenidas que pueden verificarse en los cursos de agua que surcan en todas las zonas de nuestro país y ver las posibilidades que pudiesen existir para aminorar los daños que estos pueden ocasionar, por medio de defensas riverañas, embalses u otros medios similares.

Las técnicas usadas para realizar futuros estudios y las conclusiones se hallan en tres volúmenes, estas tienen un anexo por cada uno de ellos, en los que se muestran los

pasos que, de acuerdo a los resultados del proyecto de investigación, son necesarios para dar solución a los problemas que pueden acontecer en casos reales.

Para la presente tesis se usó la información del tercer volumen, a continuación, se muestra las tablas y coeficientes que se son representativas de cada zona en Perú.

Según la figura En la figura 14, en el estudio ILLA-SENAMI-UNI se determinó diferentes zonas, las cuales tienen sus coeficientes para cada lugar, como indica las figuras 15, figura 16 y la tabla 5, coeficientes para ser reemplazados en las ecuaciones usadas en el capítulo 2.3.7.

Figura 14: Zonas y sub zonas pluviométricas del proyecto IILA Fuente: IILA-SENAMHI-UNI (1983).



Figura 15: Valores de n y a para diferentes zonas del territorio nacional. Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

SUB ZONA	ESTACION	Nº TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE n	VALOR DE a
123 ₁	321-385	2	0.357	32.2
123 ₃	384-787-805	3	0.405	$a = 37,85 - 0,0083 Y$
123 ₁₃	244-193	2	0.432	
123 ₅	850-903	2	0.353	9.2
123 ₆	840-913-918	4	0.380	11.0
	958			
123 ₈	654-674-679	9	0.232	14.0
	709-713-714			
	732-745-752			
123 ₉	769	1	0.242	12.1
123 ₁₀	446-557-594	14	0.254	$a = 3,01 + 0,0025 Y$
	653-672-696			
	708-711-712			
	715-717-724			
	757-773			
123 ₁₁	508-667-719	5	0.286	$a = 0,46 + 0,0023 Y$
	750-771			
5a ₂	935-968	2	0.301	$a = 14,1 - 0,078 D_o$
5a ₅	559	1	0.303	$a = -2,6 + 0,0031 Y$
5a ₁₀	248	1	0.434	$a = 5,80 + 0,0009 Y$

Figura 16: Ecuaciones para obtener los coeficientes para las curvas IDF del proyecto IILA. Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

Fórmula IILA Modificada

$$i_{(t,T)} = a \times (1 + K \times \text{Log } T) \times (t + b)^{n-1}$$

Para $t < 3$ horas

Donde:

i = intensidad de la lluvia (mm/hora)
 a = parámetro de intensidad (mm)
 K = parámetro de frecuencia (adimensional)
 b = parámetro (hora)
 n = parámetro de duración (adimensional)
 t = duración (hora)

$$P_{24} = \varepsilon_g \times (1 + K \times \log T)$$

$$a = (1/t_g)^n \times \varepsilon_g$$

Donde:

P_{24} = Máxima Precipitación en 24 horas
 T^{24} = tiempo de retorno
 t_g = duración de la lluvia diaria, asumido en promedio de 15,2 para Perú.
 K = K'
 b = 0,5 horas (Costa, centro y sur)
0,4 horas (Sierra)
0,2 horas (Costa norte y Selva)
 ε_g = Parámetro para determinar P_{24}

Tabla 5: Coeficientes del proyecto ILLA para diferentes zonas del Perú Fuente: ILLA-SENAMHI-UNI (1983).

Sub división del territorio en zonas y subzonas pluviométricas y valores de los parametros K'_g y ϵ_g que definen la distribución de probabilidades de hg en cada punto			
ZONA	K'_g	Subzona	ϵ_g
123	0.553	123 ₁	85
		123 ₂	75
		123 ₃	100 - 0.022*Y
		123 ₄	70 - 0.019*Y
		123 ₅	24
		123 ₆	30.5
		123 ₇	-2+0.006*Y
		123 ₈	26.6
		123 ₉	23.3
		123 ₁₀	6+0.005*Y
		123 ₁₁	1+0.005*Y
		123 ₁₂	75
		123 ₁₃	70
4	0.861	4 ₁	20
5a	$11*\epsilon_g^{-0.85}$	5a ₁	-7.6 + 0.006*Y ; (Y>2300)
		5a ₂	32 - 0.177*D
		5a ₃	-13 + 0.010*Y ; (Y>2300)
		5a ₄	3.8 + 0.053*Y ; (Y>1500)
		5a ₅	-6 + 0.007*Y ; (Y>2300)
		5a ₆	1.4 + 0.0067*Y
		5a ₇	-2+ 0.007*Y ; (Y>2000)
		5a ₈	24 + 0.0025*Y
		5a ₉	9.4 +0.0067*Y
		5a ₁₀	18.8 +0.0028*Y
		5a ₁₁	32.4 + 0.004*Y
		5a ₁₂	19 + 0.005*Y
		5a ₁₃	23 + 0.0143*Y
		5a ₁₄	4 + 0.0010*Y
5b	$130*\epsilon_g^{-1.4}$	5b ₁	4 + 0.010*Y ; (Y>1000)
		5b ₂	41
		5b ₃	23 + 0.0143*Y
		5b ₄	32.4 + 0.004*Y
		5b ₅	9.4 +0.0067*Y
6	$5.4*\epsilon_g^{-0.6}$	6 ₁	30 - 0.5*D _o
9	$22.5*\epsilon_g^{-0.85}$	9 ₁	61.5
		9 ₂	-4.5 + 0.323*Dm (30*Dm*110)
		9 ₃	31 + 0.475*Dm
10	1.45	10 ₁	12.5 + 0.95*Dm

2.3.12 Caudales instantáneos

Para poder generar caudales a diferentes tiempos de retorno se necesitan caudales instantáneos; lamentablemente solo existen datos caudales medios diarios en la

mayoría de estaciones hidrométricas. Este es el caso de la estación Requena-Biabo la cual solo cuenta con datos de caudales medios diarios y de los cuales se obtuvo el máximo caudal medio diario de cada año.

Pero existen coeficientes que se pueden multiplicar a estos caudales máximos diarios para poder convertirlos a caudales máximos instantáneos.

Según Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), los coeficientes pre establecidos para transformar caudales máximos diarios a caudales máximos instantáneos son los que se encuentran en la tabla 6.

Tabla 6: Coeficientes para convertir caudales medios diarios a máximos instantáneos Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

Área Km ²	Coeficiente	Área Km ²	Coeficiente
5	5	900	1,4
10	5	1000	1,4
20	5	2000	1,3
50	5	3000	1,3
100	5	3500	1,2
200	2,5	3750	1,2
400	2,5	4000	1,2
500	2	4500	1,2
600	2	5000	1,2
700	1,6	5600	1,2
800	1,6	8000	1,2

Por otro lado, también usando la fórmula de Fuller se podrá estimar los caudales máximos instantáneos en base al área y el caudal medio diario

$$Q_{inst} = Q(1 + 2,66A^{-0,33}) \dots\dots\dots(98)$$

Q_{inst} - caudales máximos instantáneos (m³/s)

Q - caudales medio diario (m³/s)

CAPÍTULO III. HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis General

Con los datos grillados de precipitación diaria de PISCO v2.1, la metodología del estudio Illa - SENAMHI – UNI e hidrogramas unitarios será posible generar los caudales de máximas avenidas a lo largo del cauce principal de la cuenca del río Biabo.

CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA

4.1 Enfoque, diseño, nivel del estudio

El enfoque de la investigación es de tipo cuantitativo ya que está destinada a medir los fenómenos físicos utilizando datos concretos como son las mediciones de los caudales y precipitaciones e indicarnos que efectos podrán tener en la cuenca.

Hernández, Fernández y Baptista, (2014) nos indica que:

El enfoque cuantitativo representa, un conjunto de procesos, secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no se puede brincar o eludir pasos. El orden es riguroso, aunque desde luego, se puede redefinir alguna fase. Parte de una idea que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables; se traza un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se extrae una serie de conclusiones respecto de la o las hipótesis (p.4).

Sera de diseño no experimental ya que para lograr los resultados se trabajará con datos ya recolectados como son los datos meteorológicos de SENAMHI y aplicación de fórmulas obtenidas de diferentes investigadores. Ya que Hernández, Fernández y Baptista, (2014) indica que:

La investigación no experimental es la que se realiza sin manipular deliberadamente las variables independientes; se basa en categorías, conceptos, variables, sucesos, fenómenos o contextos que ya ocurrieron o se dieron sin la intervención directa del investigador. También se conoce como investigación ex

post-facto (los hechos y variables ya ocurrieron), y observa variables y relaciones entre éstas en su contexto natural (p.163).

Y por último es de diseño transeccional ya que los caudales para diferentes tiempos de retorno serán únicos para cada cuenca y estos no variarán respecto al tiempo. Hernández, Fernández y Baptista, (2014) señala que “los diseños transeccionales realizan observaciones en un momento o tiempo único” (p.165).

4.2 Procedimiento o desarrollo del proyecto

4.2.1 Etapa de Gabinete

Los pasos para buscar información serán los siguientes:

- Se buscó información teórica del tema en libros, tesis pasadas y artículos científicos.
- Se buscó las cartas nacionales del IGN de la zona de estudio y se procedió a digitalizar toda información vectorial para nuestro estudio en un software que use archivos vectoriales o de sistema de información geográfica (SIG). Una fuente para esta información sería las que se encuentran en formato digital en la web del MINEDU.
- Se usó la delimitación de cuencas mayores de Perú en formato Shapefile (SHP) las cuales serán descargadas desde los servidores del Ministerio del Ambiente (MINAM).
- También se descargó el mapa de cobertura vegetal esto nos servirá para estimar un número de curva para la zona y conocer las características de la zona respecto a su vegetación.

- Por otro lado, se empleó imágenes de tipo raster en formato (TIF) de altitudes como por ejemplo la información disponible del satélite ALAOS PALSAR que tiene una grilla de 12.5m x 12.5m aproximadamente.
- Se descargó la base de datos grillados de precipitación del estudio PISCO v2.1 de SENAMHI.

4.2.2 Etapa de campo

En esta etapa se viajó a la cuenca del río Biabo para conocer las características del lugar como son su morfología, cobertura vegetal, calidad del suelo, etc. Estos parámetros en campo nos ayudaran a tener una idea básica del lugar de estudio para su mejor desarrollo. Esto se visualiza en la galería fotográfica (anexo 5).

4.2.3 Etapa de gabinete final-resultados

En esta Etapa se desarrolló la Tesis de Investigación, con el cálculo y análisis e interpretación de los resultados de la investigación, los pasos a seguir fueron los siguientes:

- Con los datos del satélite ALAOS - PALSAR y la delimitación de la cuenca Biabo se obtendrá 16 cuencas a lo largo del cauce principal del río Biabo, estas 16 cuencas corresponden a la suma de los principales afluentes en la cuenca. Estas delimitaciones se harán mediante la herramienta del Arc Gis Model Buidar, la cual usa un algoritmo que se basa en la información raster de altitudes.
- Al tener la base de datos diarios de precipitación en un formato de extensión “nc”. el cual es similar a un archivo comprimido de todas las imágenes raster diarias de todo el territorio nacional, será necesario crear un programa el cual pueda leer y extraer los puntos mediante coordenadas geográficas WGS84. Para

esta tesis se piensa construir dicho programa en el Software científico de licencia libre R- Estudio.

- El programa en R Studio nos guardará una serie histórica diaria en formato de texto (TXT) desde el año 1981 al año 2016 para cada punto en coordenadas geográficas WGS84, a dichos puntos se le hará un análisis de doble masa para saber si no existen cambios en las tendencias lineales de los datos.
- Si la evaluación usando el análisis de doble masa es favorable, usando el método de interpolación espacial de los polígonos de Thiessen para generar las precipitaciones promedio para las diferentes cuencas a lo largo del cauce principal del río Biabo.
- Para transformar los valores de precipitaciones diarias a precipitaciones máximas diarias se multiplicará por un valor de 1.13 como lo indica la teoría.
- Para encontrar las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno se usarán los métodos de distribuciones teórica probabilistas y la prueba de Kolmogorov – Smirnov el cual nos indicará cual método probabilístico es más favorable. Para estimar estos cálculos se usó el software estadístico en Hidroesta v 2.0.
- Se usó la teoría del estudio ILLA – SENAMHI – UNI, para construir las respectivas curvas intensidad duración frecuencia (IDF) y las curvas de precipitación de diseño en 24 horas para diferentes tiempos de retorno para la zona de estudio.
- Al no tener la distribución de la precipitación a lo largo del día, las curvas IDF nos sirvieron para poder construir los histogramas de precipitación.
- Se usaron datos morfológicos de cada una de las 16 cuencas los cuales nos darán los valores de los diferentes tiempos de concentración (T_c) de las tormentas.

Para el cálculo se usarán seis metodologías diferentes y se usarán los valores que más se repitan en los diferentes métodos.

- Se solicitó a SENAMHI la información de caudales máximos diarios por año y usando la fórmula de Fuller se pudo calcular los caudales máximos instantáneos. La idea es generar los caudales máximos instantáneos con datos de caudales y compararlos con los caudales máximos instantáneos generados en base a precipitación.
- Restando los valores de lluvia de los hietogramas por intervalos y multiplicándolo por el factor de reducción por área (FRA) el cual es un factor que necesita del área de la cuenca y del tiempo de concertación se podrá obtener los valores de la precipitación total sobre la cuenca para cada intervalo de tiempo durante el día en cada cuenca en estudio.
- Usando los hietogramas de precipitación total se consiguió los hietogramas de precipitación efectiva mediante el método de infiltración del SCS.
- Utilizando modelos lluvia - escorrentía con origen en hidrógrafas sintéticas se halló los caudales máximos para diferentes periodos de retorno usando los valores geomorfológicos de todas las cuencas en área de estudio en los diferentes puntos de cierre. Para la presente tesis se usaron hidrograma de escorrentía del Soil Conservation Service (SCS), el de Snyder y el de Willian y Hann.
- Con los valores de caudales para diferentes tiempos de retorno en la estación requeña Biabo, se pudo calibrar un número de curva para las cuencas en base a los tres hidrogramas de escorrentía mencionados nos dieron valores cercanos a los generados con los datos de caudal. El modelo de hidrograma que se ajuste mejor servirá para todas las demás cuencas en estudio.

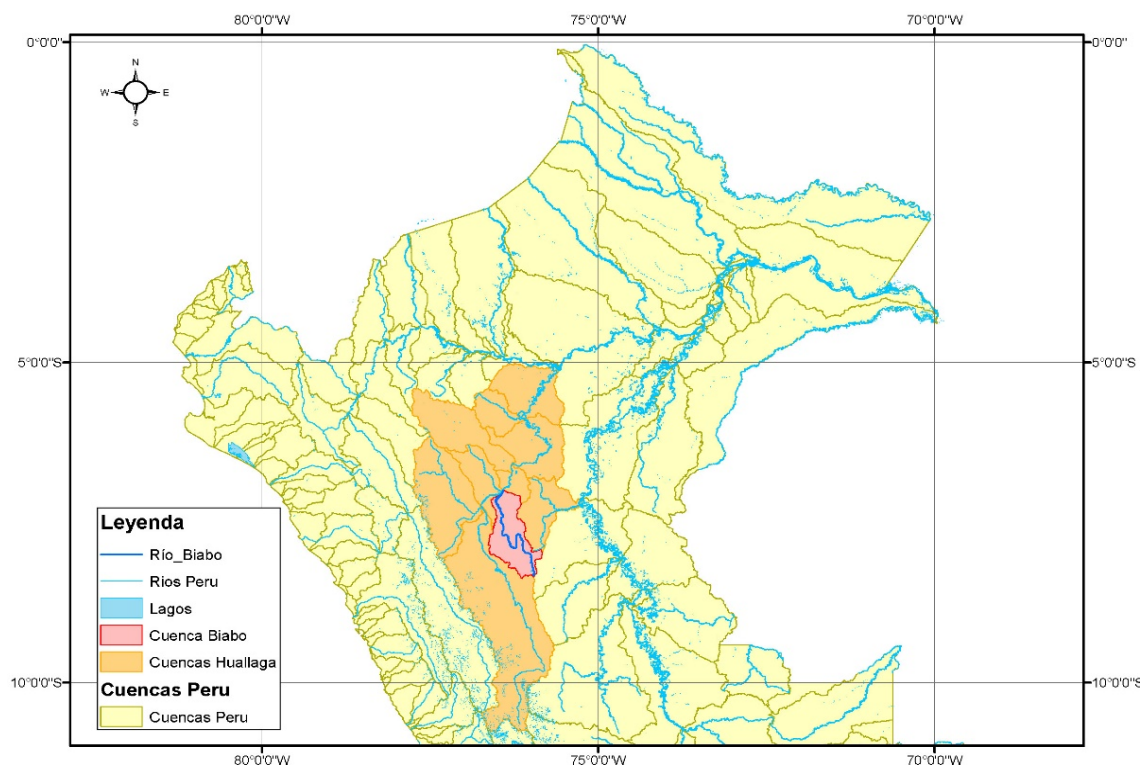
CAPÍTULO VI. CÁLCULO DE INGENIERÍA

6.1 Consideraciones generales para el cálculo

6.1.1 Ubicación de la cuenca del río Biabo

- a) Ubicación geográfica: La cuenca se encuentra en la zona 18, entre las coordenadas Utm - WGS 84, X: 415 837, Y: 9 069 286, X: 315 031, Y: 9 237 720.
- b) Ubicación Política: La cuenca se encuentra dentro de los distritos de bajo Biabo y Alto Biabo, provincia de Bellavista, departamento de San Martín.
- c) Red Hidrológica: La cuenca del río Biabo, aporta sus aguas al río Huallaga por la margen derecha, el cual es un río perteneciente a la red hidrológica del Amazonas.

Figura 17: Mapa de ubicación de la cuenca del río Biabo. Fuente: elaboración propia.

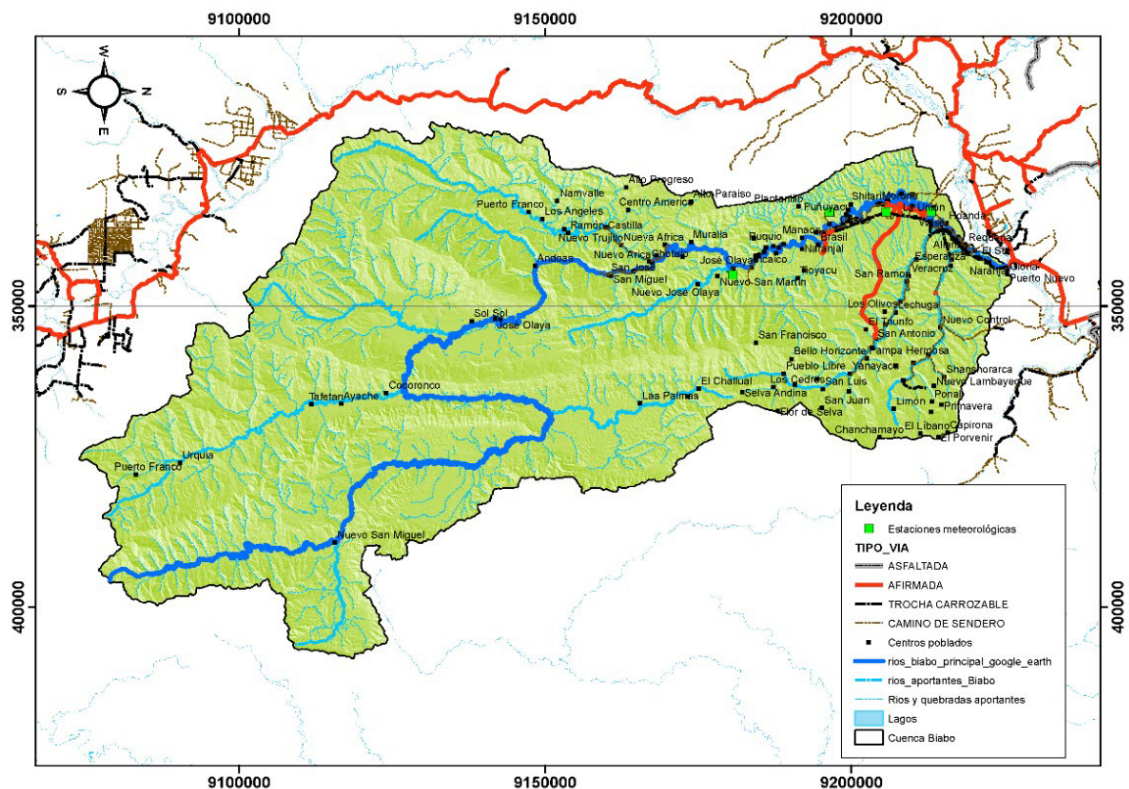


La confluencia del río Biabo y el río Huallaga se encuentra a aproximadamente 2 horas y media desde la ciudad de Tarapoto, la carretera que se toma para llegar a este lugar es la misma que pasa por los pueblos de Las Palmas, Buenos Aires, Pucacaca,

Picota, Puerto Rico, en este último se tiene que abordar un ferry para cruzar el río Huallaga, el cual lleva a la carretera que conecta al poblado de Nuevo Lima localizado en la parte baja de la cuenca del río Biabo.

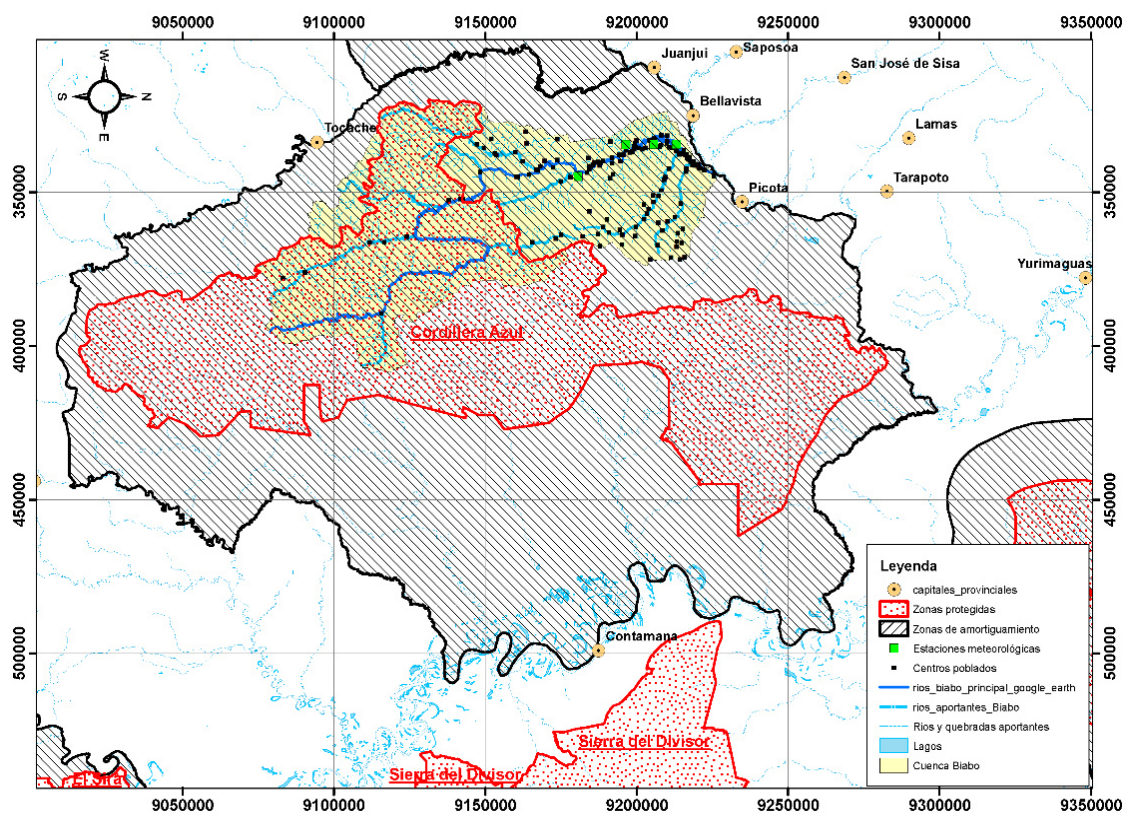
Casi un 75 por ciento de la vía que une estos dos destinos es asfaltada, mientras el otro 25 por ciento se encuentra en condición de vía afirmada. Casi toda la parte baja de la cuenca del río Biabo está destinada a la agricultura y está conectada por una trocha carrozable paralela al cauce principal del río. Un 53 por ciento de la cuenca Biabo se encuentra en la zona protegida del parque nacional Cordillera Azul y el otro 47 por ciento restante se encuentra en su zona de amortiguamiento. Por ende, al ser una zona protegida, no existen vías de comunicación carrozables para su parte media y alta. Sin embargo, sobre todo en su parte media se han ubicado algunas poblaciones que viven cercanas a las márgenes de los ríos las cuales se comunican mediante senderos.

Figura 18: Mapa de accesos dentro y alrededor de la cuenca Biabo. Fuente: elaboración propia.



El parque nacional Cordillera azul fue establecido el 21 de mayo del 2001 sobre 13 500 Km² comprendido sobre los departamentos de San Martín, Loreto, Ucayali y Huánuco. Tiene una gran cantidad de biodiversidad y hábitat consecuencia de una gran complejidad geológica. Tiene una gran cantidad de bosques del llano amazónico conformado por terrazas fluviales recientes que se intercalan con áreas de colinas altas de más de 400 metros de altura. Esto se puede ver en la figura 19.

Figura 19: Mapa de zonas protegidas y de amortiguamiento alrededor de la cuenca Biabo. Fuente: elaboración propia.



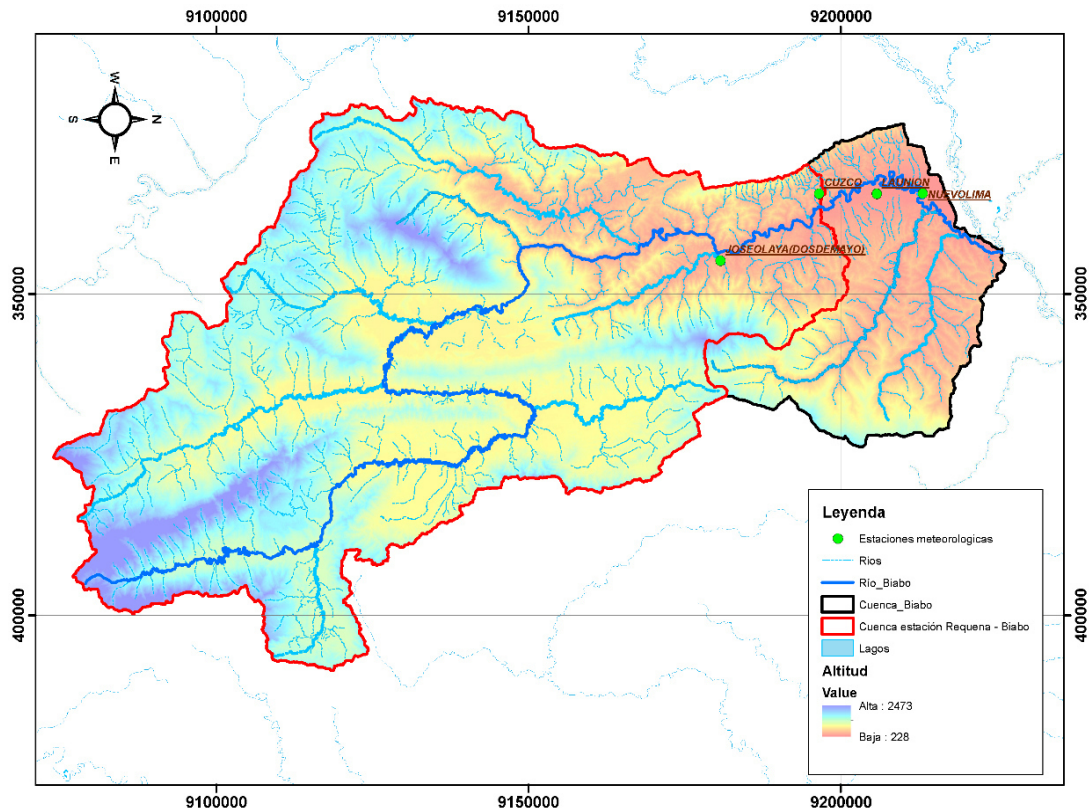
6.1.2 Descripción de la cuenca

La forma de la cuenca es oval redonda, abarca un área aproximada de 7 149 km², tiene un perímetro de 523 km, una longitud de cauce principal de 413 km y una pendiente promedio de 14,8.

Por otro lado, analizando la información cartográfica DEM se puede ver que la cuenca del río Biabo cuenta con una altitud máxima de 2 473 m, altitud mínima de 228

y altitud promedio de 927,75m. Las distribuciones de estos valores se pueden apreciar en la figura 20.

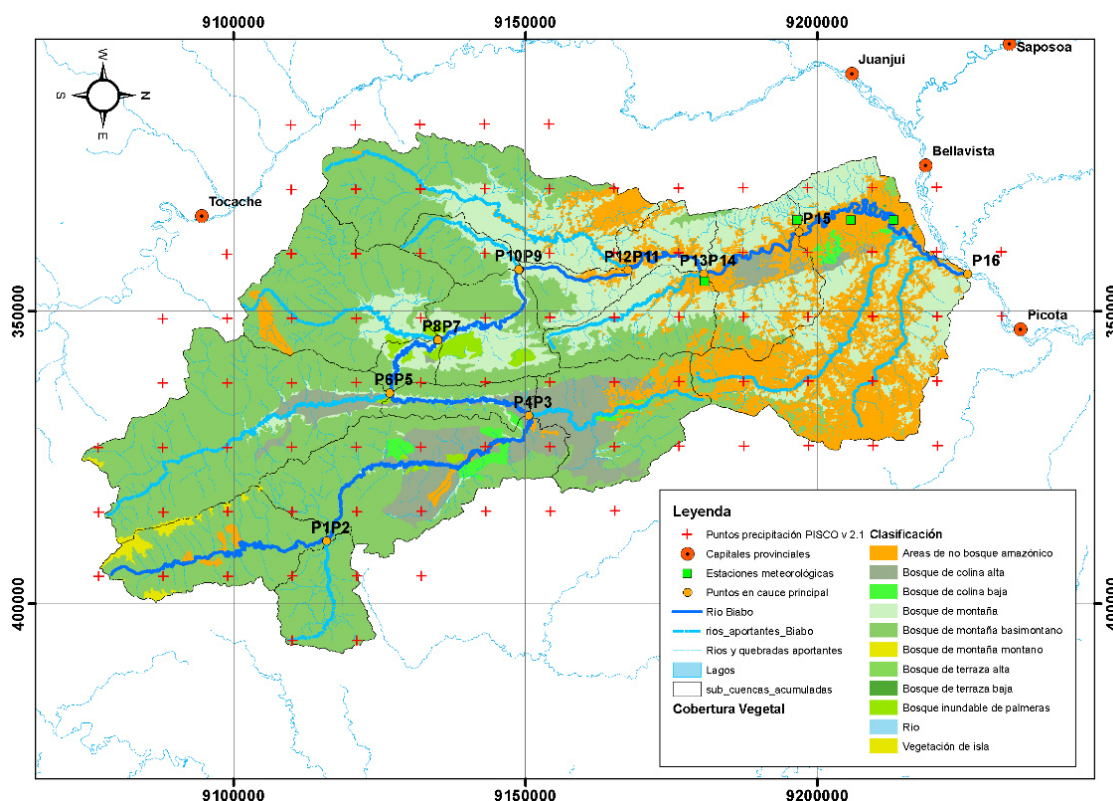
Figura 20: Mapa de Altitudes de la cuenca Biabo. Fuente ALAOS – PALSAR.



casi un 85 por ciento del área de la cuenca son bosques, los que se encuentran en la parte media y alta se detallan en el mapa de cobertura vegetal del año 2013 realizado por el Ministerio del Ambiente. Ver Figura 21.

El suelo de la cuenca es de tipo arcilloso y rojizo. Esto se pueden constatar con las fotografías de la zona de estudio mostradas en el anexo 5.

Figura 21: Mapa de cobertura Vegetal 2013 de la cuenca Biabo. Fuente: Ministerio del Ambiente de Perú. Fuente: elaboración propia.



6.2 Delimitación de las sub cuencas

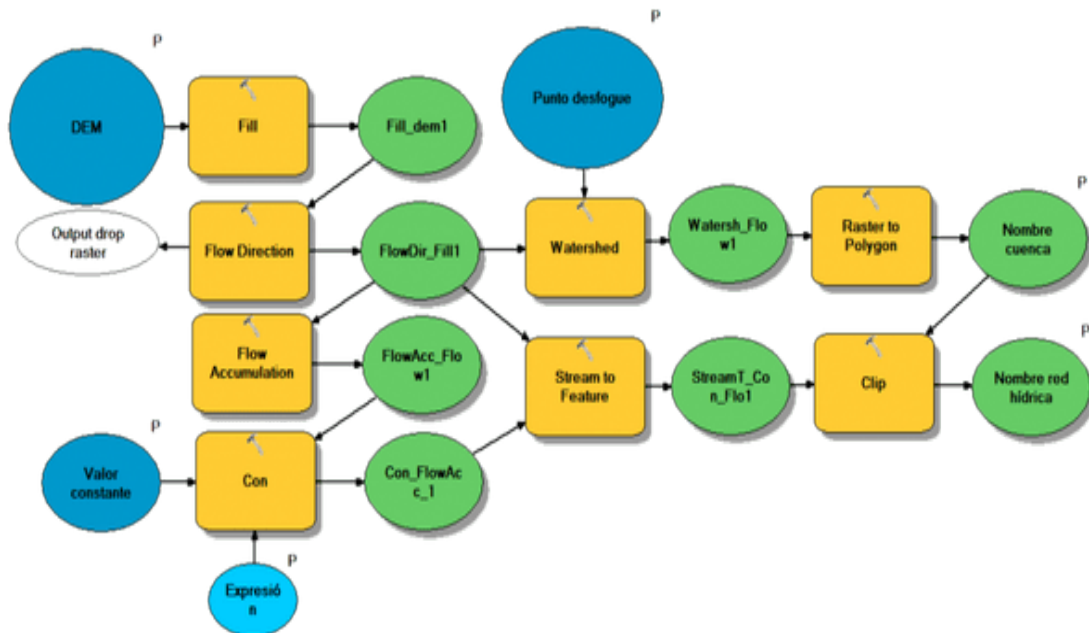
Para la delimitación de las sub cuencas se usó la información raster de altitudes del satélite ALAOS - PALSAR de 12,5 m x 12,5 m de pixel, así mismo para cotejar los datos se trabajó con la información de las hojas cartográficas de instituto geográfico nacional a escala de 1:100 000. Se usó la herramienta ModelBuilder de Arcgis v10.5.

6.2.1 Uso de la aplicación Modelbuilder en Arcgis

La herramienta ModelBuilder se usa para crear, modificar y organizar modelos, ligados a una serie de pasos de geo procesamiento y permiten la salida de datos que servirán como entrada a otro proceso, esto se logra en forma de organigrama ya que sirve para la construcción y ejecución de métodos de trabajo no complejos y complejos,

ya que su fin es crear y brindar secuencias de trabajo dentro de la opción ArcToolbox de Arcgis. El diagrama de flujo se ve en la figura 22.

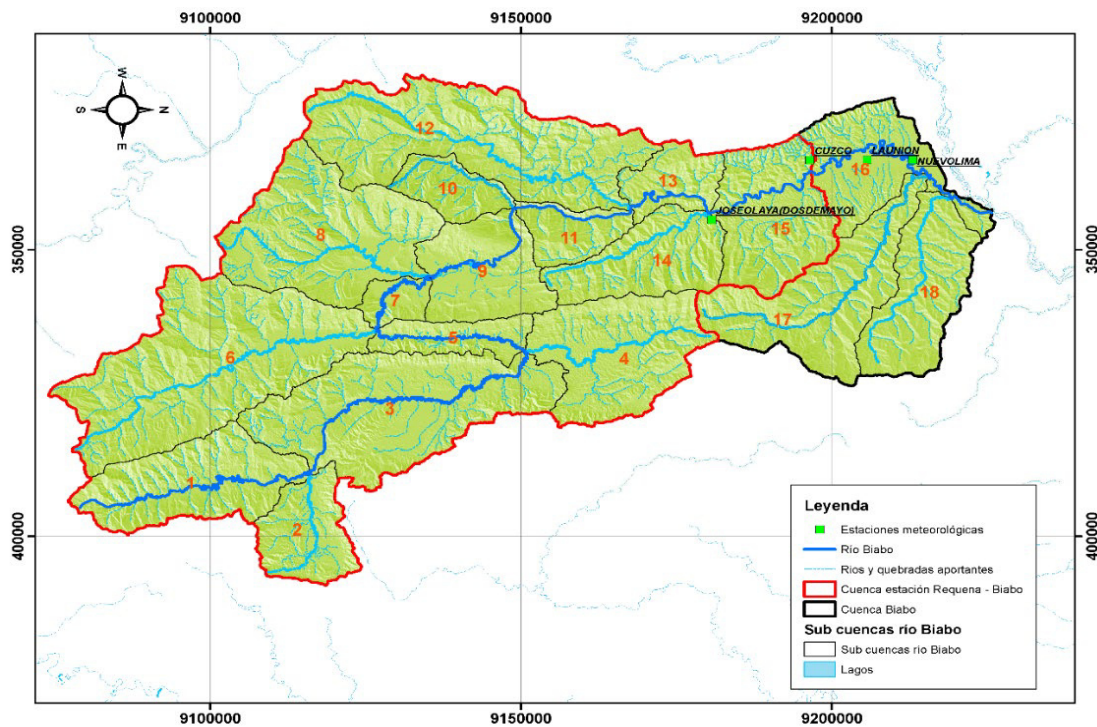
Figura 22: Diagrama usando la herramienta modelbuilder de Arcgis 10.5 para la delimitación de una cuenca y su red hídrica. Fuente: elaboración propia.



Este diagrama muestra la secuencia de las herramientas utilizadas para crear un modelo que permite delimitar de forma automática una cuenca hidrográfica. Se requiere como entrada el modelo digital de elevación (DEM) del satélite ALAOS - PALSAR y un punto de desfogue en la cuenca.

El resultado de este análisis para la cuenca del río Biabo se aprecia en la figura 23. Donde se ven las áreas de las principales sub cuencas, así como su red hídrica correspondiente.

Figura 23: Delimitación de las principales sub cuencas del río Biabo. Fuente: elaboración propia.



Para la delimitación de las cuencas para los principales aportes se usó la versión de Arcgis 10.5, principalmente la herramienta Arc hidro, con esto se encontró las áreas y el porcentaje correspondiente para cada una de ellas en relación a toda la cuenca. Así mismo algunos valores morfológicos necesarios para la obtención de los tiempos de contracción de cada cuenca analizada. Los resultados se ven en la tabla 7.

Para la obtención de las curvas número (CN) en las 16 cuencas a lo largo del cauce principal del río Biabo se usó la información del estudio realizado por la Autoridad Nacional del Agua (ANA) indicada en el anexo 7. El ANA hizo estudios para condiciones secas, normales y húmedas, siendo estas últimas las que se usaron por las condiciones climatológicas dentro de la cuenca.

Tabla 7: Datos morfológicos para cada cuenca hasta los puntos de interés. Fuente: elaboración propia.

Datos morfológicos de la cuenca hasta su punto de control											
Puntode control	Caudal base	Altitud media	Cota mayor	Cota menor	Perimetro de la	Pend. Promedio	Pend. de cuenca	Longitud de cauce	Longitud de río	Número de Curva	Area de drenaje
N°	m3/s	msnm	msnm	msnm	Km	%	%	Km	Km		Km2
1	14.89	1510.13	1795	1002	108.18	0.0166	0.1804	39.92	65.55	84.27	426.14
2	22.91	1397.09	1795	1002	149.87	0.0166	0.1667	23.98	65.55	84.18	655.60
3	48.99	1196.70	1795	738	259.47	0.0117	0.1485	78.91	149.77	84.14	1402.02
4	65.64	1134.19	1795	738	328.53	0.0117	0.1462	55.02	149.77	84.30	1878.41
5	70.84	1117.31	1795	725	319.65	0.0099	0.1463	98.15	190.14	84.27	2027.31
6	103.52	1139.27	1795	725	356.91	0.0099	0.1504	109.15	190.14	84.18	2962.56
7	106.28	1131.81	1795	723	367.26	0.0097	0.1492	139.43	222.53	84.17	3041.54
8	127.95	1138.08	1795	723	406.75	0.0097	0.1472	137.83	222.53	84.20	3661.82
9	139.20	1119.09	1795	413	393.76	0.0115	0.1443	71.18	257.60	84.18	3983.73
10	144.27	1119.70	1795	413	400.82	0.0115	0.1457	71.18	257.60	84.17	4128.72
11	149.34	1104.58	1795	302	430.39	0.0109	0.1465	91.78	279.26	84.18	4273.83
12	177.00	1070.03	1795	302	461.27	0.0109	0.1492	87.18	279.26	84.26	5065.51
13	182.50	1053.43	1795	279	478.29	0.0104	0.1498	103.41	301.80	84.30	5222.69
14	193.42	1039.08	1795	279	426.40	0.0104	0.1515	102.91	301.80	84.32	5535.33
15	207.53	1005.50	1795	258	464.60	0.0101	0.1521	110.79	327.69	84.43	5939.09
16	249.81	927.75	1795	227	522.92	0.0090	0.1478	151.76	413.50	84.97	7148.98

6.3 Obtención del caudal base para el estudio

Para estimar el caudal base (Q_b) se hizo una relación de áreas entre el área de las cuencas y el área de la cuenca hasta el punto de control N°15 y el caudal promedio mensual en tiempo de avenidas hasta el punto de control N°15 (estación hidrométrica Requena - Biabo). En la tabla 8 se muestran los caudales mensuales en m³/s obtenido de las mediciones diarias hechas por SENAMHI en la estación hidrométrica Requena - Biabo par a el periodo 1994 -2017 y mostradas en el anexo 6. Con ellos se obtuvo el caudal base para su utilización en este estudio.

Tabla 8: Caudales mensuales en hasta la estación Requena – Biabo. Fuente: SENAMHI.

Datos de caudales mensuales registrados en la cuenca del río Biabo hasta la estación hidrométrica Requena - Biabo (punto N° 15)												
Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1994				293,67	152,43	129,02	102,14	55,05	50,16	97,42	161,11	262,32
1995	170,52	139,01	345,38	186,34	110,14	71,52	66,8	58,69	49,59	84,44	236,34	206,3
1996	170,44	267,14	184,52	202,25	145,05	91,17	60,33	58,38	109,8	159,18	137,83	244,92
1997	155,54	341,57	271,55	170,97	159,03	118,38	83,65	93,45	96,7	123,31	122,33	102,07
1998	136,32	191,81	169,34	219,33	159,63	98,89	65,57	62,11	79,12	117,86	269,53	291,73
1999	245,23	364,42	533,37	309,02	237,22	133,59	95,33	59,86	82,38	107,31	140,96	201,59
2000	359,65	579,92	287,59	264,33	145,42	146,29	89,14	85,89	73,79	114,55	140,88	157,57
2001	159,28	165,8	174,8	148,86	131,83	80,72	84,3	57,92	79,98	100,95	113,77	216,9
2002	119,79	167,54	153,4	157,69	135,32	93,56	104,58	56,22	62,27	102,31	169,67	165,69
2003	123,64	229,22	230,53	195,36	141,27	132,04	65,83	64,52	76,91	149,96	201,35	277,13
2004	131,43	152,29	169,22	214,09	125,07	82,55	96,78	65,28	87,65	131,75	212,44	199,67
2005	167,18	171,28	198,71	220,83		82,02	51,38	38,49	34,03	122,18	213,27	164,27
2006	218,16	103,77	150,72	213,39	114,63	153,88	96,72	103,08	132,83	166,22	219,09	131,61
2007	149,86	100,34	307,24	194,07	176,85	80,38	58,22	44,8	57,44	196,01	302,34	230,69
2008	277,23	311,78	358,17	357,82	115,42	115,84	62,77	58,22	70,22	137,34	147,57	356,15
2009	194,45	281,48		233,89	227,02	85,7	57,12	51,09	52,59	101,96	111,76	125,9
2010	88,96	136,99	76,63	103,9	206,99		94,96	47,89	50,85	95,78	284,86	138,37
2011	99,66	236,75	475,84	165,07	96,02	58,04	52,69	20,05	44,73	125,94	120,05	271,95
2012	287,95	274,55	133,3	350,91	104,05	38,84	32,68	25,6	36,38	142,98	122,55	207,25
2013	228,73	406,48	246,96	165,97	112,51	88,95	68,15	43,69	41,77	79,02	156,77	116,31
2014	122,06	153,98	298,48	201,99	175,93	79,43	45,4	49,41	58,55	89,65	150,7	137,42
2015	149,67	299,07	237,88	231,17	162,91	84,66	43,59	41,23	30,38	45,83	89,9	114,44
2016	98,75	161,24	219,06	264,69	92,13	43,29	26,24	24,66	30,66	88,32	66,99	99,89
2017	372,61	178,61	180,05	135,21	125,31	54,76	37,64	32,82				
Promedio	183,79	235,44	245,58	216,7	145,75	93,2	68,42	54,1	64,73	116,53	169,22	192,18

El caudal base para el cálculo de los caudales máximos a diferentes tiempos de retorno es el siguiente:

$$Q_{base} = \frac{Q_{nov} + Q_{dic} + Q_{ene} + Q_{feb} + Q_{mar} + Q_{abr}}{6} \dots\dots\dots (98)$$

$$Q_{base(15)} = \frac{169,22 + 192,18 + 183,79 + 235,44 + 247,85 + 216,70}{6} \dots\dots\dots (99)$$

$$Q_{base(15)} \approx 207.53 m^3 / s \dots\dots\dots (100)$$

El caudal base, es el caudal que ya discurre por la cuenca antes que suceda la avenida, se estimó un caudal de 207,53 m³/s, ya que en promedio esa es la cantidad que viene por la cuenca hasta el punto de control N°15, la cual corresponde al registro

mensual de la estación requeña Biabo como se observa en la tabla 8. Para las demás cuencas en estudio se hizo una relación de áreas multiplicadas por el caudal en el punto N° 15.

$$Q_{base(n)} \approx Q_{base(15)} \frac{A_{(n)}}{A_{(15)}} \dots\dots\dots (101)$$

$Q_{base(n)}$ es el caudal base para punto de interés en el cauce principal de la cuenca Biabo.
(m³/s)

$Q_{base(15)}$ es el caudal base hasta el punto de control N°15 en el cauce principal de la cuenca Biabo. (m³/s)

$A_{(n)}$ es el área de la cuenca hasta el punto de interés en el cauce del río Biabo. (km²)

$A_{(15)}$ es el área de la cuenca hasta el punto de control N°15 en el cauce del río Biabo.
(km²)

Las altitudes medias de las cuencas y las pendientes medias de estas se trabajaron mediante información raster con softwares de información geográfica Arc gis 10.5.

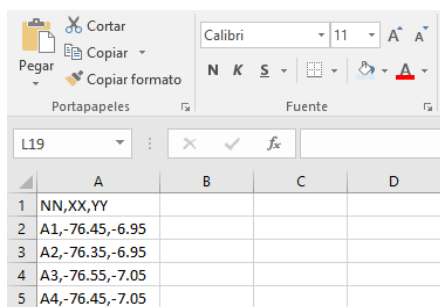
Se analizó 16 puntos a lo largo del cauce principal la cuenca Biabo. Los parámetros morfológicos se pueden ver en la Tabla 7.

6.4 Obtención de los valores grillados diarios de precipitación PISCO

v2.1

Para la obtención de las series históricas de precipitación en cada grilla se creó un archivo con nombre data_long_lat.csv, en este archivo se colocaron las coordenadas geográficas de los puntos de interés. Para nuestro, caso la cuenca bajo estudio necesita de 93 puntos coordenados, los cuales se grabaron como se muestra en la figura 24.

Figura 24: Configuración de como colocar las coordenadas para poder ser leídas por el código en Restudio.



Los puntos necesarios que se utilizaron para toda el área de estudio de la cuenca del río Biabo se muestran en la tabla 9.

Tabla 9: Puntos necesarios para la extracción de valores diarios de la base de datos del estudio de precipitación PISCO v2.1. Fuente: elaboración propia.

Nº	X	Y	Nº	X	Y	Nº	X	Y
A1	-76,45	-6,95	A32	-76,35	-7,55	A63	-76,15	-7,95
A2	-76,35	-6,95	A33	-76,25	-7,55	A64	-76,05	-7,95
A3	-76,55	-7,05	A34	-76,15	-7,55	A65	-75,95	-7,95
A4	-76,45	-7,05	A35	-76,05	-7,55	A66	-75,85	-7,95
A5	-76,35	-7,05	A36	-76,65	-7,65	A67	-76,65	-8,05
A6	-76,25	-7,05	A37	-76,55	-7,65	A68	-76,55	-8,05
A7	-76,15	-7,05	A38	-76,45	-7,65	A69	-76,45	-8,05
A8	-76,65	-7,15	A39	-76,35	-7,65	A70	-76,35	-8,05
A9	-76,55	-7,15	A40	-76,25	-7,65	A71	-76,25	-8,05
A10	-76,45	-7,15	A41	-76,15	-7,65	A72	-76,15	-8,05
A11	-76,35	-7,15	A42	-76,05	-7,65	A73	-76,05	-8,05
A12	-76,25	-7,15	A43	-76,65	-7,75	A74	-75,95	-8,05
A13	-76,15	-7,15	A44	-76,55	-7,75	A75	-75,85	-8,05
A14	-76,65	-7,25	A45	-76,45	-7,75	A76	-76,45	-8,15
A15	-76,55	-7,25	A46	-76,35	-7,75	A77	-76,35	-8,15
A16	-76,45	-7,25	A47	-76,25	-7,75	A78	-76,25	-8,15
A17	-76,35	-7,25	A48	-76,15	-7,75	A79	-76,15	-8,15
A18	-76,25	-7,25	A49	-76,05	-7,75	A80	-76,05	-8,15
A19	-76,15	-7,25	A50	-76,65	-7,85	A81	-75,95	-8,15
A20	-76,55	-7,35	A51	-76,55	-7,85	A82	-75,85	-8,15
A21	-76,45	-7,35	A52	-76,45	-7,85	A83	-76,35	-8,25
A22	-76,35	-7,35	A53	-76,35	-7,85	A84	-76,25	-8,25
A23	-76,25	-7,35	A54	-76,25	-7,85	A85	-76,15	-8,25
A24	-76,15	-7,35	A55	-76,15	-7,85	A86	-76,05	-8,25
A25	-76,55	-7,45	A56	-76,05	-7,85	A87	-75,95	-8,25
A26	-76,45	-7,45	A57	-75,95	-7,85	A88	-75,85	-8,25
A27	-76,35	-7,45	A58	-76,65	-7,95	A89	-76,25	-8,35
A28	-76,25	-7,45	A59	-76,55	-7,95	A90	-76,15	-8,35
A29	-76,15	-7,45	A60	-76,45	-7,95	A91	-76,05	-8,35
A30	-76,55	-7,55	A61	-76,35	-7,95	A92	-75,95	-8,35
A31	-76,45	-7,55	A62	-76,25	-7,95	A93	-75,85	-8,35

6.5 Creación de código base en RStudio

Para extraer los valores diarios de precipitación de la base de datos grillada del estudio PISCO v2.1, la cual nos brinda información cada 11Km x 11Km, se utilizó una codificación base de los investigadores Huerta, A y Lavado W. (2016) en el Software R Estudio, la cual es:

```
#Leer puntos de estaciones de datos PISCO de precipitación a partir de puntos de
estaciones que están almacenados en un archivo *.csv
# Autores: Adrián Huerta & Waldo Lavado
setwd("D:/Abel/meteorologicos/PISCO") # Esta es la ruta de la carpeta donde esta
PISCO
# y deben estar el archivo *.csv con los puntos a extraer
# ojo que es / no \
# Descargar datos PISCO de: http://www.senamhi.gob.pe/?p=observacion-de-
inundaciones
# En la parte inferior ir a la carpeta Datos SONICS (DESCARGAS)
# bajar de preferencia los datos de la carpeta PISCO_v2.1
#ftp://ftp.senamhi.gob.pe/PISCO_v2.1/ ## PISCO_Pd_v2.1 son diarios y
PISCO_Pm_v2.1 son mensuales.
# Este ejemplo es para los datos mensuales PISCOpm.nc
rm(list = ls())
#install.packages("raster")#Instalar el paquete comentar # si ya está instalado.
#install.packages("ncdf4")#Instalar el paquete comentar # si ya está instalado.
library(raster)#cargar el paquete
library(ncdf4)#cargar el paquete
## Leer el archivo long_lat.csv (ver el archivo ejemplo).
## para agregar solo disminuya o incremente las coordenadas de las filas.
## XX Longitud e YY Latitud.
long_lat <- read.csv("long_lat.csv", header = T)
### Ensamblamos los datos *.nc "PISCOpd_v2.1.nc" esta es la base de datos PISCO
v2.1 debe estar en la misma carpeta).
raster_pp <- raster::brick("PISCOpd_v2.1.nc")
## Asignamos las coordenadas.
```



```

sp::coordinates(long_lat) <- ~XX+YY
# Igualamos las proyecciones del raster y de los puntos a extraer.
raster::projection(long_lat) <- raster::projection(raster_pp)
# Extraemos los valores.
points_long_lat <- raster::extract(raster_pp[[1]], long_lat, cellnumbers = T)[,1]
data_long_lat <- t(raster_pp[points_long_lat])
colnames(data_long_lat) <- as.character(long_lat$NN)
# Guardamos los datos como "data_long_lat.csv" Ud puede cambiar el nombre.
# Las filas son los datos mensuales en este caso y las columnas son los puntos
seleccionados.
# Ojo que el orden está de acuerdo al archivo long_lat.csv, de la columna NN.
write.csv(data_long_lat, "data_long_lat.csv", quote = F)

```

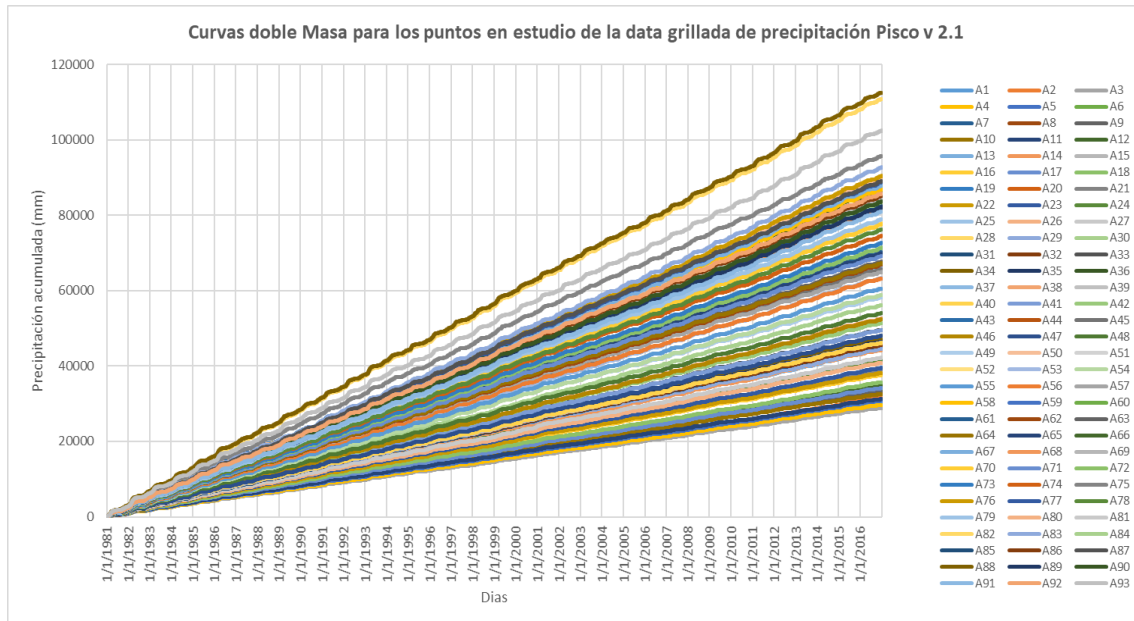
En la línea de código `setwd("D:/Abel/meteorologicos/PISCO")` se colocó la ruta donde se encuentra el archivo llamado `data_long_lat.csv` y en el cual se escribieron las coordenadas geográficas.

Así mismo en la línea de código `raster_pp <- raster::brick("PISCOpd_v2.1.nc")` se escribió el nombre del archivo de extensión `.nc` que contiene el conjunto de imágenes raster del estudio PISCO v2.1.

6.6 Construcción de las curvas de doble masa

Se hizo el análisis de las curvas de doble masa para los 93 puntos de interés obtenidos de la data grillada de precipitación PISCO v 2.1, como se muestra en la figura 25 no se ha encontrado puntos de quiebre en los datos diarios desde enero de 1981 a diciembre del 2016 lo cual indica que no existen anomalías en los datos obtenidos de dicho estudio.

Figura 25: Análisis de las curvas doble masa para los datos puntuales de precipitación Fuente: Obtenidos de la data grillada de precipitación PISCO v2.1. Fuente: elaboración propia.

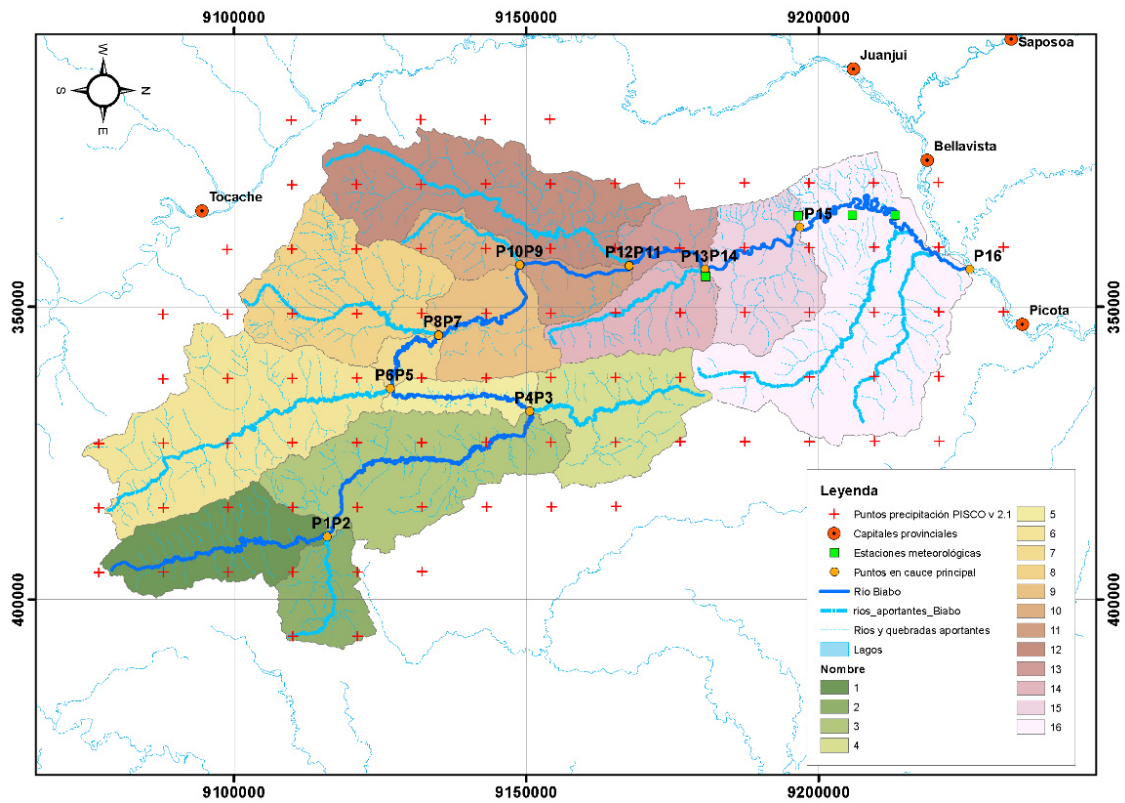


6.7 Cálculo promedio de la precipitación mediante polígonos de

Thiessen

Usando polígonos de Thiessen y la delimitación de las principales sub cuencas se calculó el área que se halla afectada por cada punto del estudio PISCO v2.1. Se analizaron 16 puntos de interés a lo largo del eje del cauce principal los cuales fueron denominados P₁, P₂, P₃, P₄, P₅, P₆, P₇, P₈, P₉, P₁₀, P₁₁, P₁₂, P₁₃, P₁₄, P₁₅ y P₁₆. Cada punto de control acumula las áreas desde la naciente del cauce principal hasta la ubicación del mismo. Las localizaciones de estos puntos se pueden ver en la figura 26.

Figura 26: Puntos de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo.
Fuente: elaboración propia.



Al multiplicar el área y la precipitación diaria por cada polígono formado por la intersección de las sub cuencas y los polígonos de Thiessen se pudo encontrar la precipitación promedio diaria de cada sub cuenca durante los años 1981 - 2016. Esto nos permitió evaluar la precipitación máxima por cada año. Esto se puede ver en las figuras 27 y figura 28.

Figura 27: Áreas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo.
Fuente: elaboración propia.

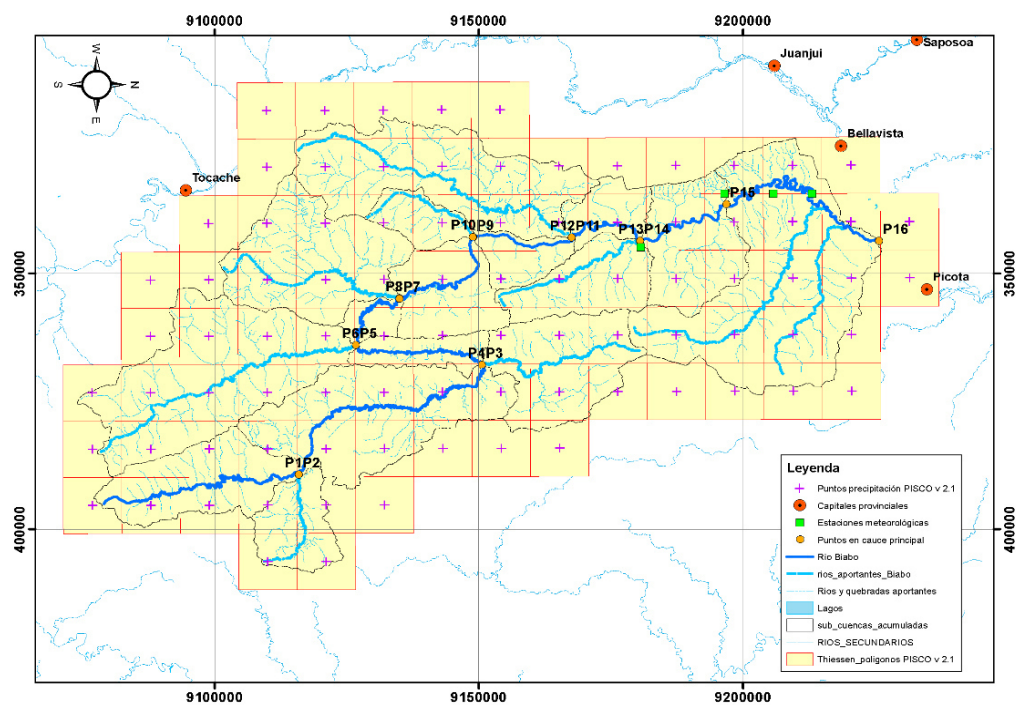
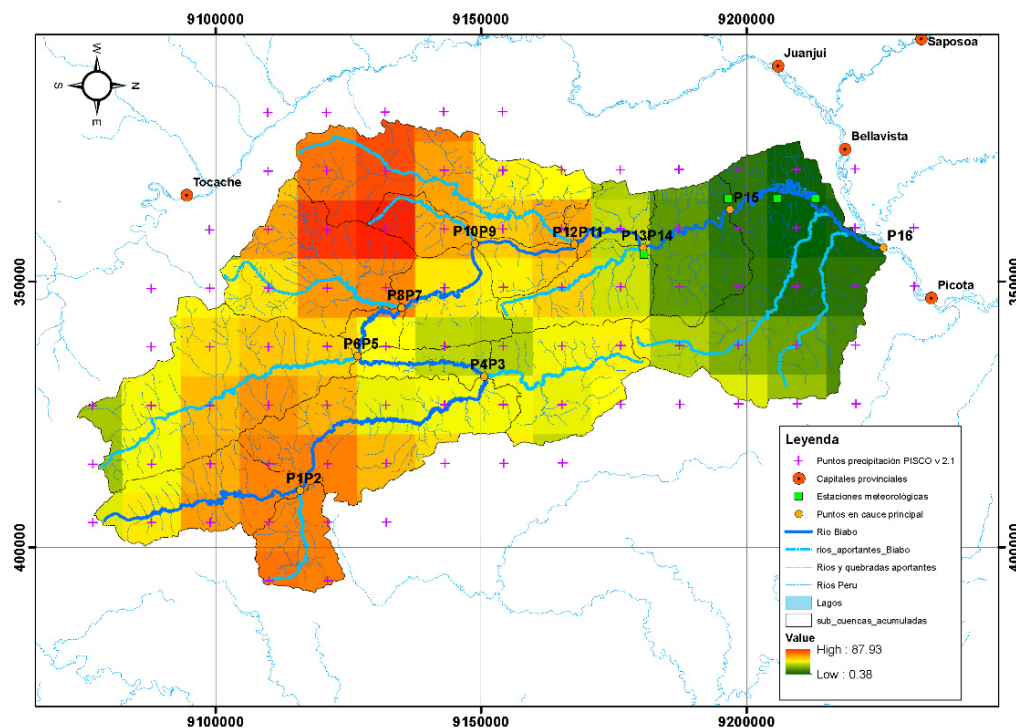
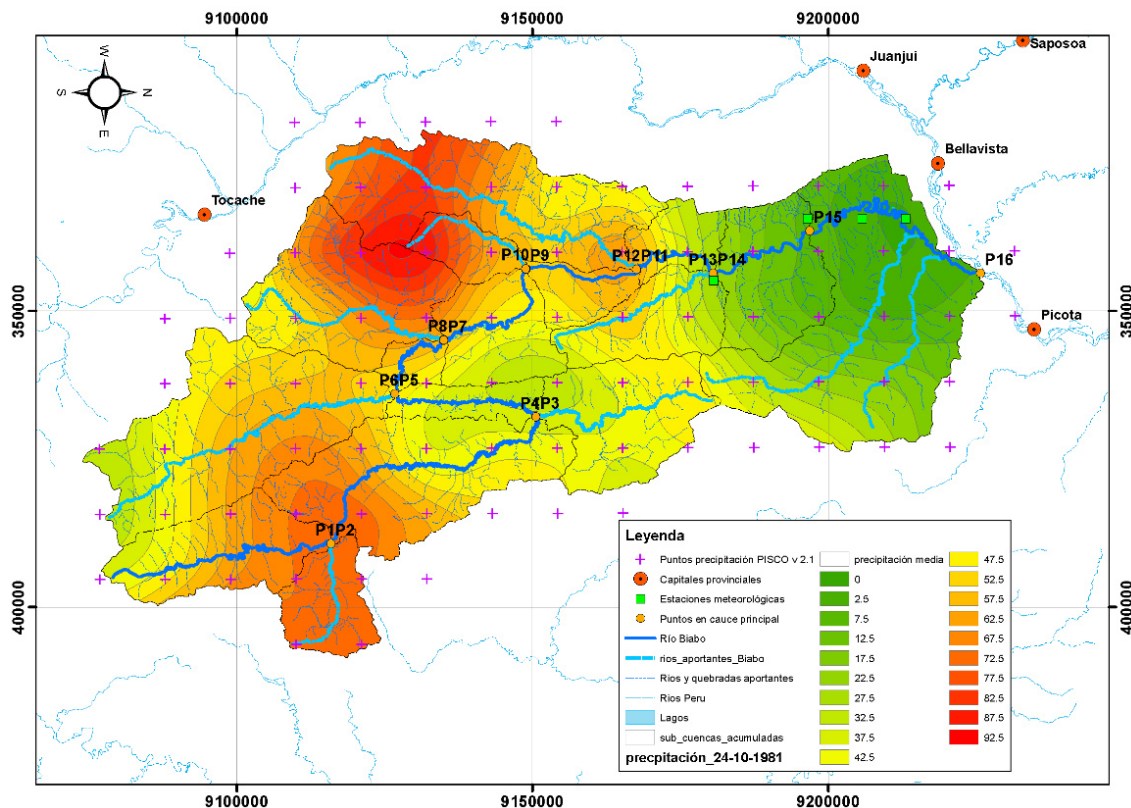


Figura 28: Distribución de los polígonos de Thiessen de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 24/10/1981. Fuente: elaboración propia.



Como se muestra en la figura 29 se aplicó el método de las isoyetas en la zona para cada valor máximo anual, al compararlo con los datos generados mediante los polígonos de Thiessen no hubo diferencias significativas.

Figura 29: Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 24/10/1981. Fuente: elaboración propia.



Para conocer cuál fue el día que más llovió en cada año en la cuenca hasta el punto de cierre N° 15 fue necesario analizar más de 12 775 valores los cuales son los días comprendidos entre los años 1981 al 2016. Estos datos de precipitación máxima sirvieron como base para la construcción de diferentes distribuciones estadísticas para diferentes tiempos de retorno.

6.8 Comparación entre data PISCO v2.1 y datos históricos de pluviómetros en tierra

Para saber el grado de confiabilidad de cualquier imagen satelital de climatología se debe analizar y ver qué grado de correlación existe entre los datos grillados y los datos registrados para un lugar determinado pero medidos cerca del suelo, para esto se compararon la data grillada PISCO v2.1 con los datos de precipitación mensual de cuatro estaciones disponibles dentro de la cuenca del río Biabo. Las estaciones disponibles dentro de la cuenca se ven en la tabla 10.

Tabla 10: Coordenadas geográficas WG84 de las estaciones pluviométricas en la cuenca Biabo. Fuente: elaboración propia.

Estación	Departamento	Provincia	Distrito	Cuenca	Fuente	X	Y	Z
						(grados)	(grados)	msnm
Cuzco-Biabo José Olaya (Dos de Mayo)	San Martín	Bellavista	Alto Biabo	Biabo	SENAMHI	-76,5	-7,27	290
	San Martín	Bellavista	Alto Biabo	Biabo	SENAMHI	-76,4	-7,41	270
La Unión	San Martín	Bellavista	Alto Biabo	Biabo	SENAMHI	-76,5	-7,18	265
Nuevo Lima	San Martín	Bellavista	Alto Biabo	Biabo	SENAMHI	-76,5	-7,12	260

Al no contar con registros de valores diarios en las estaciones pluviométricas dentro de la cuenca, se analizaron los registros de valores mensuales de estas y se compararon con los valores grillados de precipitación PISCO v 2.1.

Se obtuvo algunas diferencias que pueden atribuirse a errores en el operario de la revisión de estas medidas o diferencias de la localización geográfica de la estación con los datos grillados de precipitación PISCO v2.1. Las correlaciones R^2 en las cuatro estaciones dentro de la cuenca del río Biabo nos dan valores entre 0,60 y 0,90. Esto nos indica que la relación entre estos datos es buena. Estas comparaciones se muestran en las figuras 30, 31, 32 y 33.

Figura 30: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación Cusco – Biabo vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI.

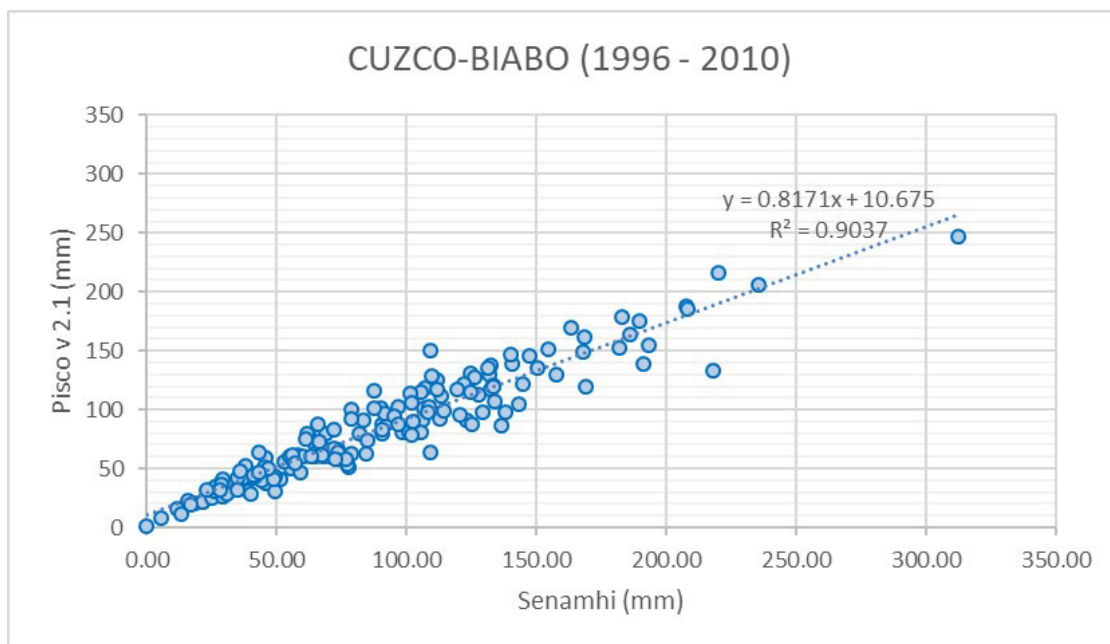


Figura 31: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación Dos de Mayo vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI.

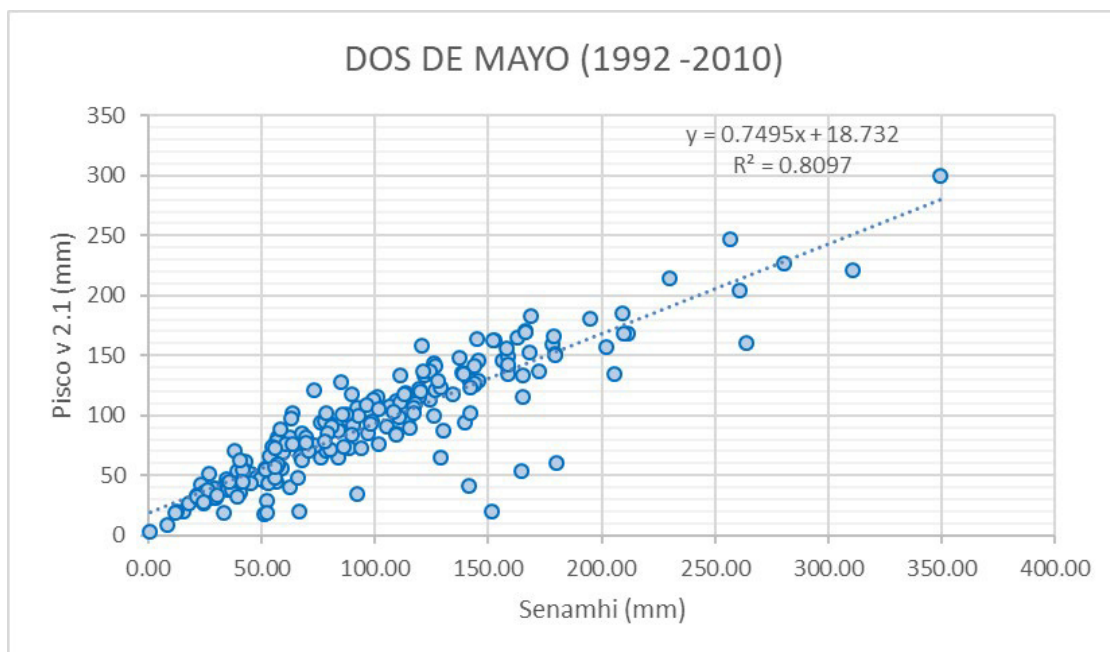


Figura 32: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación Nuevo Lima vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI.

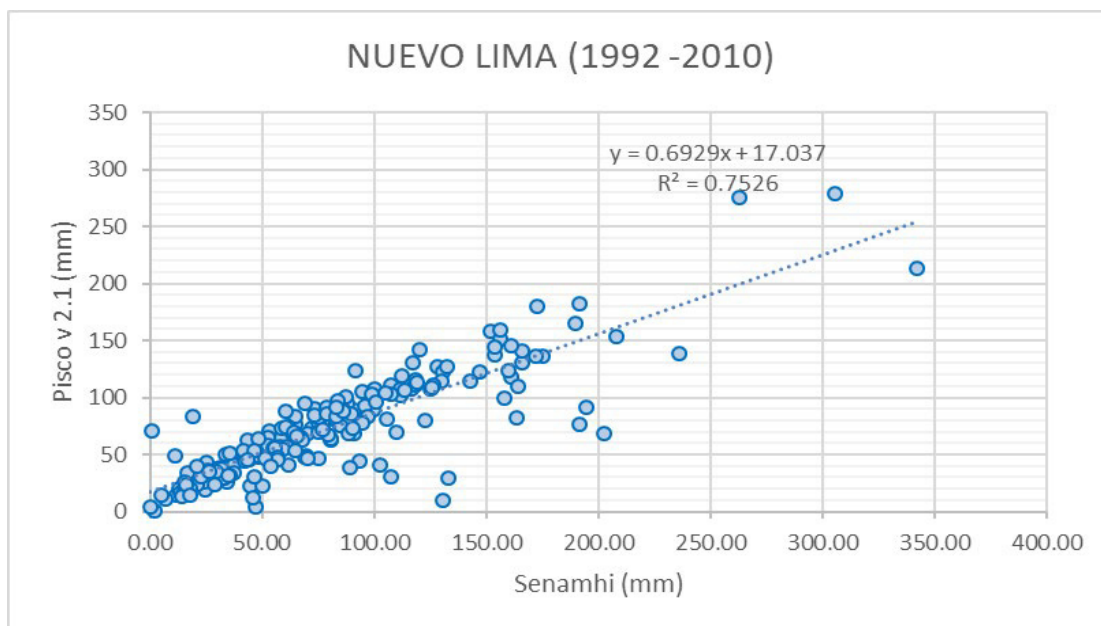
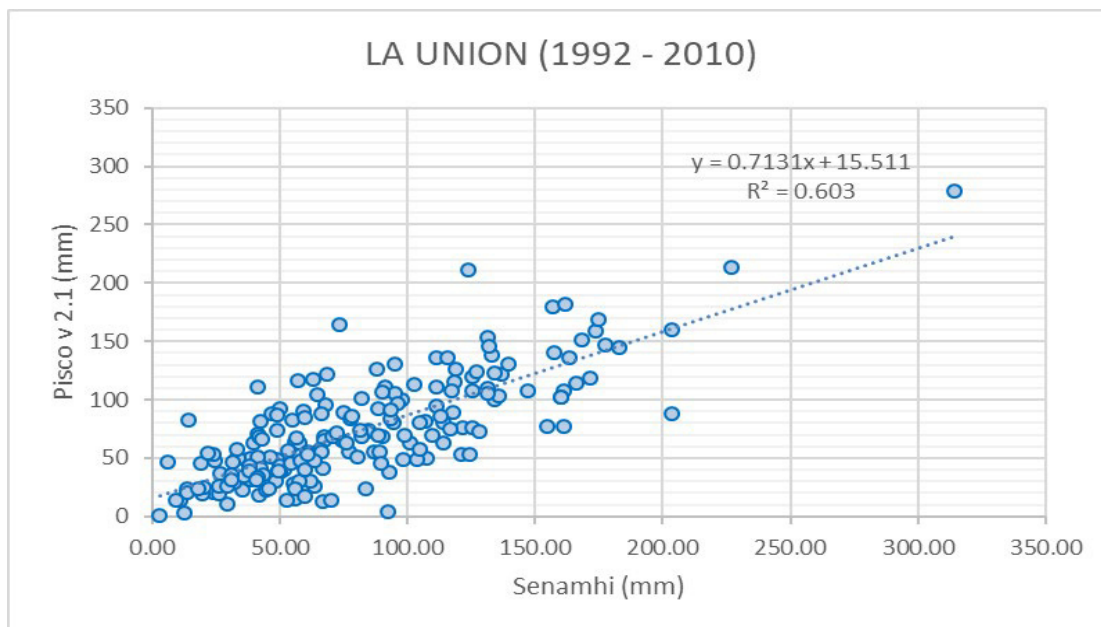


Figura 33: Comparación de los datos de precipitación mensual de la estación La Unión vs data de precipitación grillada PISCO v2.1 Fuente: Elaboración propia con data de SENAMHI.



En el punto de control N° 15 está ubicada la estación de medición de caudales Requena – Biabo la cual tiene registros de caudales máximos, esta estación sirvió más adelante para la calibración de los modelos precipitación esorrentía para las diferentes cuencas del río Biabo. Para encontrar los valores de precipitación máxima en 24 horas se trabajó con la data grillada de precipitación de SENAMHI, PISCO v2.1.

6.9 Valores máximos de precipitación para las cuencas

Para conocer los valores máximos en una zona se evaluó las precipitaciones totales sobre un área de interés, esto se logró mediante los datos de los 93 puntos de data grillada y los polígonos de Thiessen.

En la tabla 11 se puede apreciar el procedimiento de selección que se hizo para la cuenca hasta el punto de control N° 15 donde se obtuvo los valores máximos de precipitación diaria por mes y año.

Tabla 11: Valores máximos mensuales generados con la data grillada PISCO v 2.1 y usando el método de polígonos de Thiessen para la cuenca hasta el punto N°15. Fuente: elaboración propia.

Datos de precipitación máxima en 24 hrs. (mm) cuenca Requena-Biabo (pisco v2.1)													
Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Max. Anual
1981	42,56	32,71	34,85	30,88	21,73	11,00	13,73	16,27	24,86	52,49	28,57	18,80	52,49
1982	31,22	66,36	45,82	40,39	40,89	6,46	10,34	7,15	33,42	48,97	57,96	44,96	66,36
1983	21,23	32,43	64,51	33,52	31,15	9,17	19,38	11,60	14,90	42,76	33,57	18,63	64,51
1984	36,06	24,63	41,77	27,43	42,66	24,41	27,01	26,64	17,20	45,35	69,86	27,07	69,86
1985	27,94	44,48	27,57	38,27	25,21	5,33	9,77	25,91	15,11	52,48	43,82	39,15	52,48
1986	16,65	36,10	51,49	33,76	15,64	5,35	12,07	23,55	34,70	22,83	36,38	17,34	51,49
1987	21,61	27,44	36,40	42,41	41,83	17,41	30,73	9,50	29,90	61,43	72,19	22,81	72,19
1988	23,59	38,17	66,56	18,93	25,37	12,52	20,80	16,33	32,58	25,97	31,07	24,88	66,56
1989	20,19	24,23	42,04	30,64	22,41	26,35	20,04	16,10	11,25	41,08	25,78	24,08	42,04
1990	19,99	29,63	25,73	47,03	12,02	18,77	8,39	21,42	41,74	61,12	51,71	28,45	61,12
1991	32,37	34,24	76,26	48,07	31,13	19,97	8,36	40,79	37,35	52,62	34,53	13,05	76,26
1992	20,75	34,73	42,54	28,70	16,87	17,03	17,94	6,91	23,14	23,67	19,55	21,86	42,54
1993	32,81	37,00	44,45	13,80	17,28	7,91	7,49	9,99	14,29	27,82	38,24	23,39	44,45
1994	10,50	21,96	58,87	34,35	24,87	20,76	20,19	8,40	16,85	26,18	52,47	16,79	58,87
1995	14,83	28,86	44,64	22,59	7,19	17,86	9,05	9,77	21,26	33,63	50,93	23,75	50,93
1996	38,38	24,59	35,94	22,73	12,66	20,47	7,11	13,61	22,05	39,01	42,04	37,27	42,04
1997	21,45	32,01	33,35	25,78	31,11	8,39	7,96	19,87	35,09	25,09	31,31	20,39	35,09
1998	19,81	73,84	42,60	34,61	57,23	19,58	8,04	11,20	25,57	35,63	26,67	38,71	73,84
1999	24,48	43,59	33,77	27,67	32,83	23,19	16,55	14,19	18,52	34,81	26,01	36,50	43,59
2000	30,12	41,76	31,88	33,40	11,89	35,95	13,08	33,37	13,04	86,65	52,78	38,23	86,65
2001	46,17	44,37	30,84	27,08	23,90	18,04	14,85	8,77	19,84	31,34	26,38	36,49	46,17
2002	13,27	21,59	33,54	26,95	26,94	10,55	17,98	27,41	21,26	37,49	39,29	19,42	39,29
2003	22,82	35,17	34,90	19,03	20,92	41,90	6,08	42,95	36,49	93,16	43,29	25,70	93,16
2004	20,36	24,71	37,98	17,50	18,97	7,81	10,90	10,04	29,17	42,48	71,05	31,32	71,05
2005	22,08	48,58	31,20	22,94	21,91	20,80	24,44	10,76	19,19	41,64	34,86	18,74	48,58
2006	22,46	46,86	57,21	29,27	28,26	24,31	16,06	16,40	18,45	32,97	70,51	17,87	70,51
2007	16,83	22,01	50,92	51,19	20,54	10,62	22,31	16,68	18,81	68,26	52,88	19,20	68,26
2008	34,89	67,33	67,71	39,98	38,60	24,71	14,04	11,00	16,99	39,16	26,94	22,54	67,71
2009	44,24	32,26	52,11	32,69	21,22	28,65	4,22	14,15	38,53	26,69	32,39	15,27	52,11
2010	26,71	91,30	41,75	31,80	19,94	35,50	22,56	13,61	23,71	42,97	35,48	17,34	91,30
2011	28,12	30,01	33,04	26,82	31,13	46,93	25,30	10,62	29,02	33,34	49,31	20,69	49,31
2012	38,79	27,63	37,82	26,30	24,04	15,86	17,73	10,86	17,06	43,15	26,42	19,32	43,15
2013	35,41	33,88	51,09	20,73	26,84	28,78	13,92	20,91	18,90	37,56	76,81	17,48	76,81
2014	28,66	33,01	46,58	39,40	16,99	30,44	9,22	27,37	11,89	36,66	36,27	15,54	46,58
2015	28,97	37,88	33,91	28,85	13,46	19,28	5,39	17,80	23,70	31,81	52,57	19,54	52,57
2016	16,37	41,22	34,55	21,49	16,76	19,79	6,40	15,72	22,60	50,90	45,98	25,12	50,90

Replicando el procedimiento de selección que se hizo para la cuenca hasta el punto de control N° 15 y mostrada en la tabla 11 se pudo obtener los valores máximos anuales de PISCO v2.1 para las 16 cuencas evaluadas a lo largo del cauce principal del río Biabo. Estos valores se pueden ver en la tabla 12.

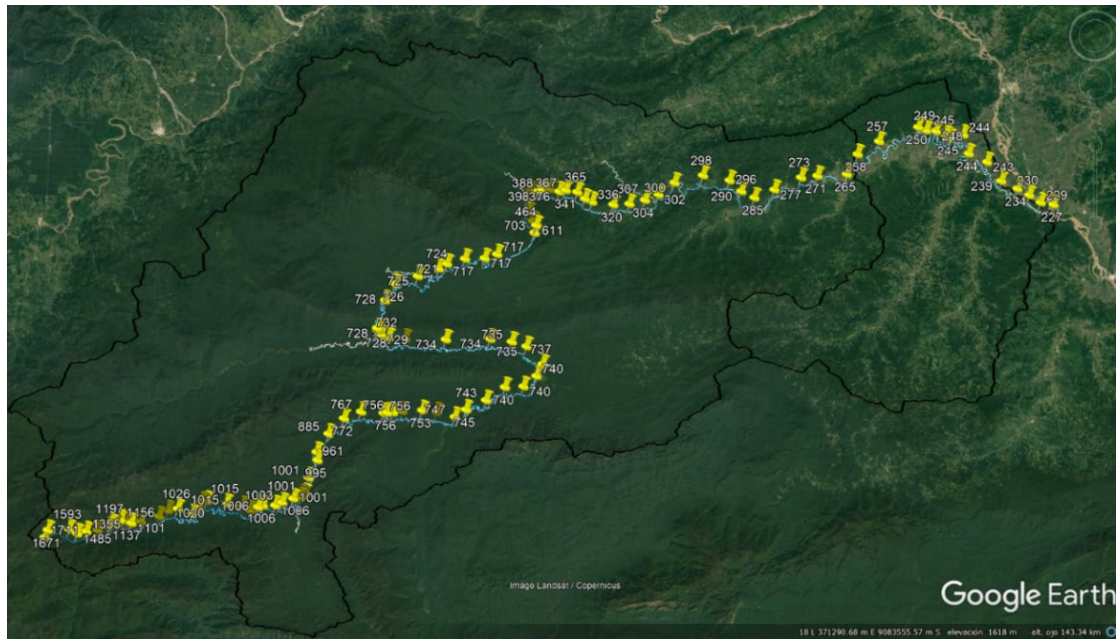
Tabla 12: Tabla de valores de precipitación máxima promedio en 24h anual para cada cuenca en estudio hasta cada punto de control. Fuente: elaboración propia.

Precipitaciones máximas en 24h para cada sub cuenca hasta los puntos de estudio con los datos de PISCO v 2.1																	
Area Km ²		426,1	655,6	1402	1878,4	2027,3	2962,6	3041,5	3661,8	3983,7	4128,7	4273,8	5065,5	5222,7	5535,3	5939,1	7149
Día	Año	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15 = Estación Requena- Biabo	P16 = Total Biabo
24/10/1981	1981	58,43	62,98	58,85	54,48	53,35	52,67	52,63	54,92	54,26	54,89	54,82	56,44	55,97	55,22	52,49	45,95
18/2/1982	1982	64,44	67,94	82,31	76,66	77,1	74	74,75	75,54	74,61	74,82	73,59	72,45	71,29	69,5	66,36	61,27
9/3/1983	1983	63,14	66,44	66,97	67,17	66,71	62,82	62,77	63,75	63,81	64,3	64,58	67,1	66,79	66,36	64,51	58,79
23/11/1984	1984	70,25	70,01	64,95	58,45	59,04	69,24	69,32	72,94	72,09	72,62	71,9	75,1	74,34	72,41	69,86	60,74
4/10/1985	1985	47,63	49,4	46,7	43,02	42,99	45,14	45,27	50,39	50,55	51,54	51,78	55,37	55,14	54,23	52,48	49,26
18/3/1986	1986	44,59	39,96	34,91	57,91	44,09	46,81	46,41	47,54	46,2	46,15	46,15	47,91	48,45	49,98	51,49	54,25
26/11/1987	1987	68,29	73,57	69,29	72,94	73,12	72,43	72,37	69,25	70,24	70,92	71,32	73,11	72,88	73,06	72,19	69,57
2/3/1988	1988	69,34	67,24	63,54	65,6	66,03	68,7	68,95	67,43	67,36	67,62	67,61	67,54	67,26	67,49	66,56	63,28
7/3/1989	1989	73,51	65,14	49,76	43,44	42,65	50,34	50,05	49,99	48,41	48,06	47,36	46,04	45,22	43,99	42,04	36,72
4/10/1990	1990	59,7	61,17	57,86	52,07	51,81	54,99	55,17	61,4	60,97	61,85	61,76	63,82	63,68	62,67	61,12	55,17
4/3/1991	1991	55,63	55,34	57,84	66,32	66,26	66,63	66,61	69,09	69,11	69,68	70,32	74,29	74,66	75,58	76,26	75,86
17/3/1992	1992	43,19	41,43	38,33	43,96	43,54	40,01	39,98	39,49	39,32	39,54	39,79	41,89	41,92	42,64	42,54	42,04
27/3/1993	1993	51,56	52,95	51,34	55,75	55,57	47,24	47,08	42,87	43,73	43,82	44,35	44,15	44,06	44,92	44,45	43,3
6/3/1994	1994	42,21	44,01	53,53	55,34	56,8	52,39	52,86	53,25	54,5	54,82	55,55	60,51	60,13	60,13	58,87	54,06
13/11/1995	1995	52,74	54,25	50,48	45,08	46,1	48,16	48,55	49,97	51,05	51,9	52,12	54,62	54,31	53,71	50,93	43,48
5/11/1996	1996	39,83	39,04	40,22	39,2	39,81	42,93	43,03	43	43,45	43,93	43,67	43,95	43,57	43,1	42,04	37,91
25/9/1997	1997	58,2	43,15	29,34	22,38	21,57	39,87	39,55	47,44	44,37	43,84	42,4	40,95	39,77	37,55	35,09	29,51
11/2/1998	1998	97,27	94,01	87,77	81,14	80,47	83,5	83,76	83,25	81,66	81,6	80,58	78,19	77,18	75,93	73,84	72,88
17/2/1999	1999	42,28	45,75	49,77	45,08	45,56	43,62	44,19	45,68	45,31	45,82	45,07	46,66	46,08	44,75	43,59	42,39
25/10/2000	2000	114,84	110,94	98,22	84,12	82,61	97,08	96,71	106,83	102,21	100,58	98,48	96,99	95,03	91,46	86,65	74,11
10/1/2001	2001	15,21	17,45	26,29	28,08	28,33	28,37	28,73	31,43	31,51	32,05	32,56	35,97	38,33	41,3	46,17	47,78
13/11/2002	2002	35,24	39,79	34,81	32,62	32,62	35,25	35,47	40,77	40,52	41,65	40,71	44,2	43,13	41,49	39,29	34,36
11/10/2003	2003	85,62	84,18	85,69	79,18	79,95	80,61	80,96	84,27	86,86	89,32	90,65	98,59	98,37	96,74	93,16	84,06
29/11/2004	2004	66,79	64,22	57,97	54,01	55,33	62,99	63,35	67,24	69,08	70,66	69,72	72,08	71,12	69,69	71,05	69,68
17/2/2005	2005	67,32	67,46	87,02	77,49	75,85	70,41	70,14	61,07	57,77	56,78	55,43	55,28	53,91	51,8	48,58	41,52
11/11/2006	2006	36,33	46	59,11	72,92	74,26	63,15	63,35	61,33	63,79	64,4	65,55	69,23	69,46	70,89	70,51	69,66
28/10/2007	2007	59,16	60,25	64,53	59,07	59,13	59,25	59,52	65,28	65,94	67,73	67,71	73,86	72,91	70,92	68,26	65,04
15/3/2008	2008	92,17	82,47	71,2	65,28	63,92	78,34	77,88	79,55	76,49	75,73	74,71	73,35	72,43	70,86	67,71	59,64
12/3/2009	2009	49,94	45,72	45,27	57,69	57,78	52,39	52,37	49,42	50,62	50,93	51,77	50,11	50,54	52,77	52,11	45,71
6/2/2010	2010	142,11	140,77	143,06	129,32	128,59	127,37	128,13	120,58	116,34	114,29	111,46	99,62	97,48	95,26	91,3	84,06
7/11/2011	2011	57,07	54,62	48,43	44,17	44,21	54,69	54,56	57,72	56,46	56,25	55,25	54,39	53,19	51,28	49,31	45,24
6/10/2012	2012	40,84	41,93	41,73	36,89	37,15	38,36	38,6	42,61	43,12	44,2	44,23	47,71	47,06	45,52	43,15	38,21
13/11/2013	2013	106,18	101,82	81,55	75,27	74,45	84,1	83,68	83,92	82,34	82,41	81,42	82,4	81,39	79,68	76,81	66,51
25/3/2014	2014	33,8	35,38	34,69	41,61	41,33	39,24	39,27	38,21	38,71	39,44	40,54	45,05	45,48	47,06	46,58	41,65
6/11/2015	2015	74,97	65,99	52,04	43,76	43,53	58,64	58,44	61,84	60,06	59,82	58,88	58,65	57,58	55,69	52,57	44,34
8/10/2016	2016	42,33	40,57	38,8	35,74	35,31	41,97	41,95	48,53	47,65	48,54	48,53	52,77	52,93	52,21	50,9	44,8

6.10 Cálculo de las pendientes promedio de la cuenca

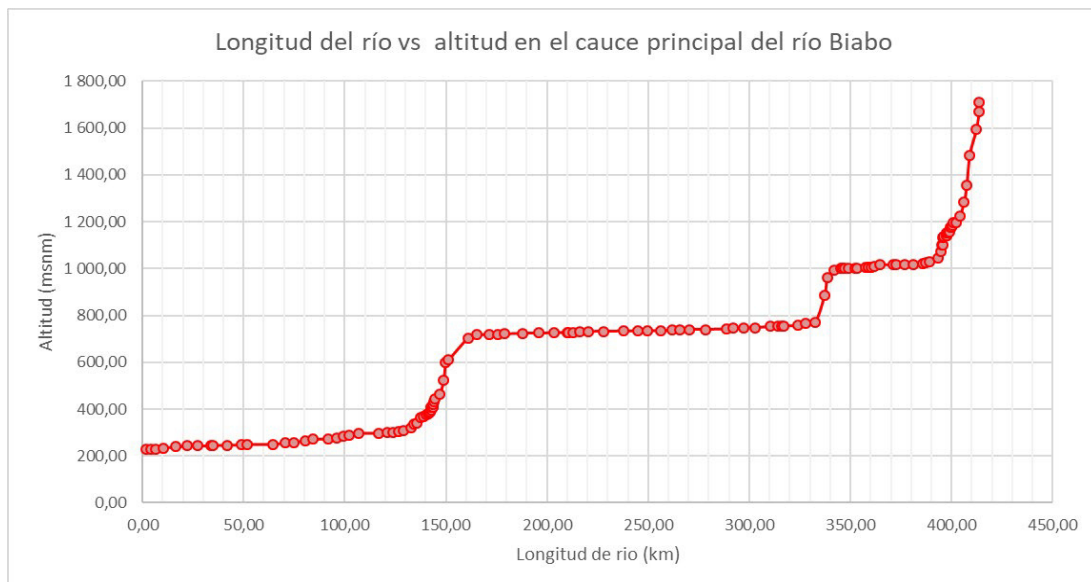
Con los datos obtenidos del relieve del cauce principal se ha generado una curva que asocia la altura de los puntos de cierre de la cuenca en el cauce principal y su pendiente media, esto es importante para poder obtener los diferentes tiempos de concentración de la avenida. En la figura 34 se puede ver la cantidad de puntos que se tomó a lo largo de todo el cauce.

Figura 34: Altitudes a lo largo del cauce del río Biabo. Fuente: Google Earth.



Analizando la altitud en cada punto a lo largo de todo el cauce y la longitud desde la confluencia de los ríos Huallaga y Biabo hasta la naciente del cauce principal de la cuenca Biabo, se obtuvo la siguiente relación mostrada en la Figura 35.

Figura 35: Relación entre la longitud del cauce del río Biabo y su altitud. Fuente: elaboración propia.

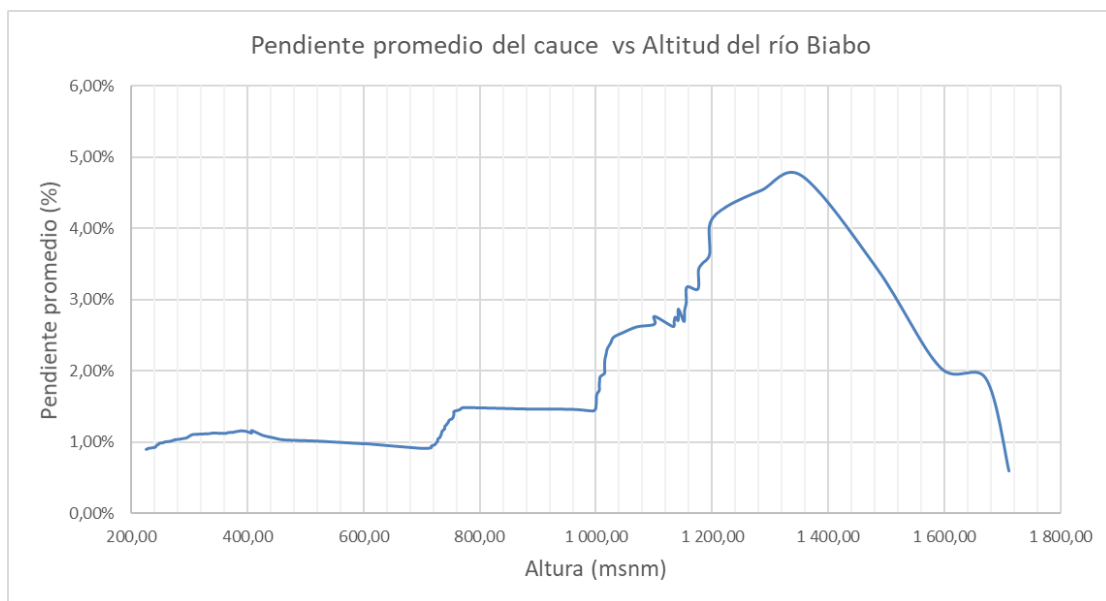


Con las relaciones entre las diferencias de pendientes y la longitud entre estas se pudo obtener las pendientes por tramos, estas pendientes se promediaron hasta cada altitud de cierre del cauce principal de la cuenca, logrando así una relación entre las

longitudes de cauce desde la confluencia del río Huallaga y Biabo con las pendientes promedio. Figura 36.

Entre los 1 000 m y 1 600 m se tiene pendientes promedio acumuladas entre un 2% a 5%, este sector solo se ubica en la parte alta de la cuenca así mismo entre los kilómetros 130 y 160 se tiene una caída de altitud desde los 700 m a 300 m. lo que genera una pendiente aproximada del 1.3%. Ambas secciones podrían ser aprovechadas más adelante para proyectos hidro energéticos. A excepción de estas zonas el cauce tiene pendientes por debajo de 1% lo que podría amortiguar también una máxima avenida ya que su comportamiento es similar a un lago.

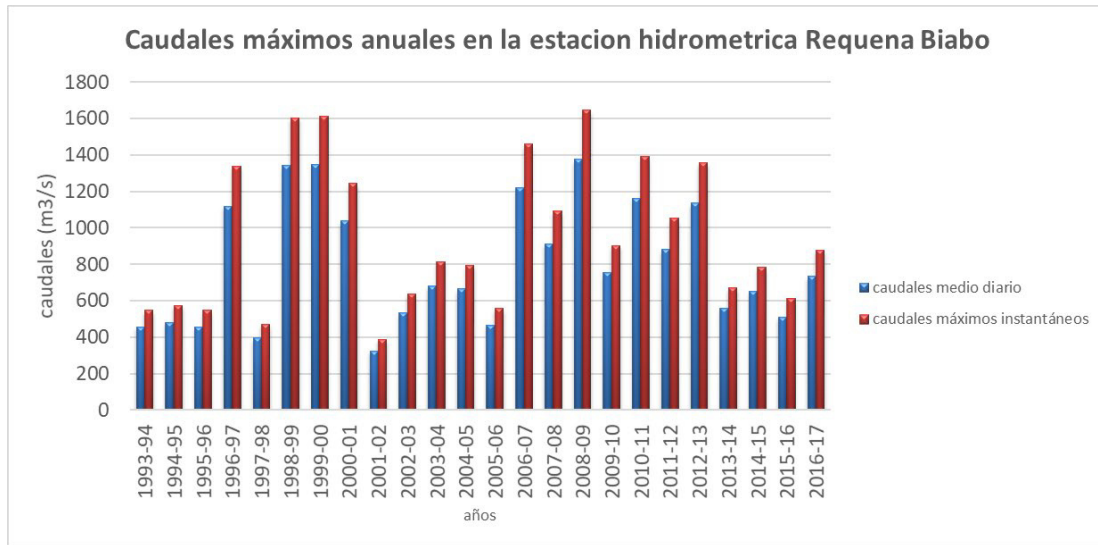
*Figura 36: Pendiente promedio acumulada del cauce principal hasta la altitud de cierre de la cuenca.
Fuente: elaboración propia.*



6.11 Precipitaciones y caudales para diferentes tiempos de retorno

Usando los registros máximos de cada año detallados en el anexo 6 se les multiplicó un coeficiente de 1,20 para transformar los caudales máximos diarios en caudales máximos instantáneos. Dicho coeficiente es el resultado de aplicar la fórmula de Fuller, la cual depende del área de la cuenca, esto se puede ver en la figura 37.

Figura 37: Comparación entre caudales medio diarios y caudales máximos instantáneos para los años 1993-2017. Fuente: elaboración propia.

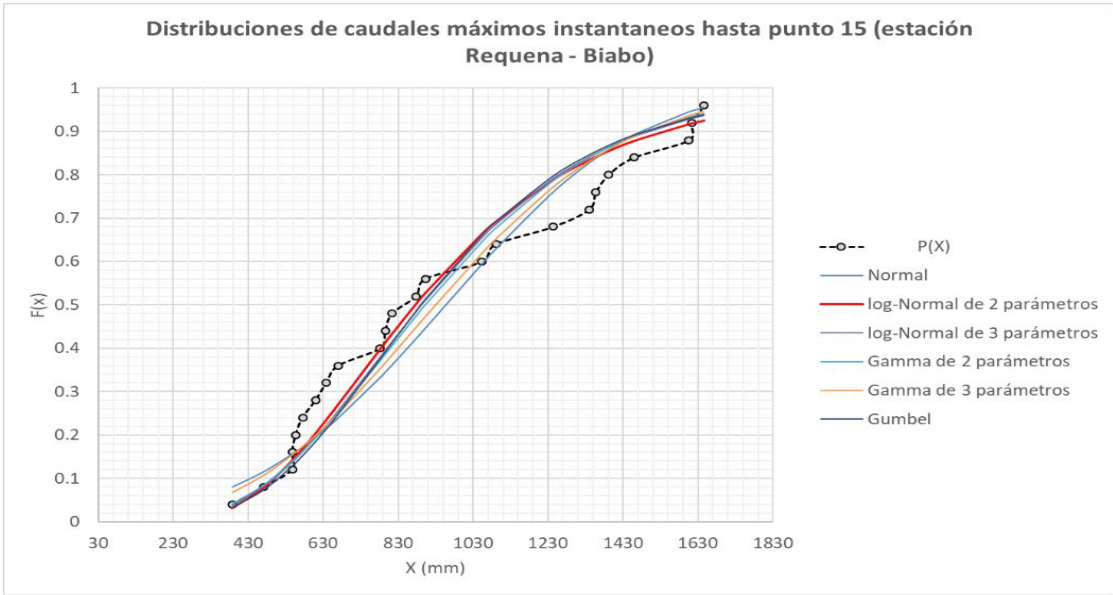


Para la obtención de las precipitaciones y caudales a diferentes tiempos de retorno se usó las distribuciones probabilísticas explicadas en el capítulo 2.3.4. Para la resolución de estas ecuaciones complejas se hizo uso del software estadístico Hidroesta v2.0.

Como se explica en el capítulo 2.3.4 la distribución probabilística que se ajustara mejor a los datos será el que tenga el menor delta teórico. Para este trabajo se usó la prueba de Kolmogorov – Smirnov y un nivel de significancia de 0,05.

En la figura 38 se puede ver los diferentes métodos que se usaron para el ajuste a los caudales máximos instantáneos.

Figura 38: Comparativo de las diferentes distribuciones para los datos de caudales máximos promedio para la cuenca hasta el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.



Para el caso de los caudales máximos en la cuenca hasta el punto de control N° 15 se ve que el mejor ajuste se obtuvo con la distribución de Gamma 3 parámetros.

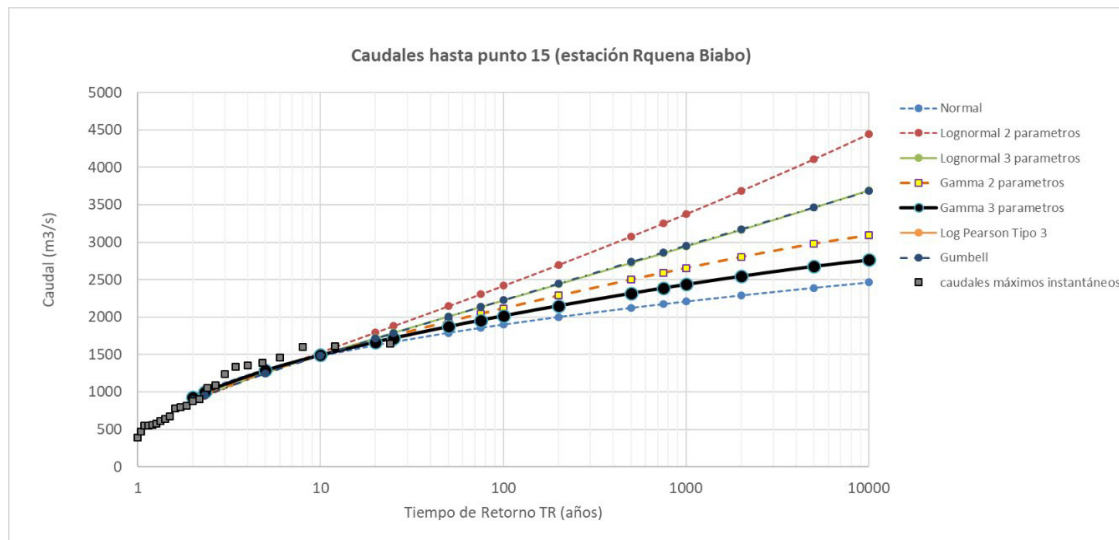
Tabla 13.

Tabla 13: Evaluación de los deltas teóricos respecto al delta tabular hasta el punto de control N° 15 usando caudales máximos diarios. Fuente: elaboración propia.

Distribuciones probabilísticas para la cuenca hasta punto N° 15	Tiempos de retorno (años)											Parámetros ordinarios
	2	5	10	20	25	50	100	200	500	1000	10000	
	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	
Normal	957,16	1 297,85	1 476,11	1 623,28	1 666,15	1 788,87	1 899,24	2 000,24	2 122,63	2 208,47	2 462,98	0,1206
Lognormal 2 parámetros	875,54	1 264,52	1 532,71	1 796,48	1 881,52	2 147,92	2 419,57	2 698,15	3 079,04	3 377,86	4 445,35	0,1146
Lognormal 3 parámetros	892,24	1 259,11	1 496,73	1 721,28	1 792,02	2 009,09	2 224,17	2 439,06	2 724,84	2 943,38	3 691,12	0,1206
Gamma 2 parámetros	902,49	1 266,47	1 489,85	1 692,26	1 754,32	1 939,82	2 116,62	2 286,16	2 500,99	2 656,05	3 093,29	0,1188
Gamma 3 parámetros	929,91	1 287,54	1 490,29	1 666,17	1 718,83	1 873,26	2 016,64	2 151,16	2 318,04	2 436,39	2 763,69	0,1107
Log Pearson Tipo 3												
Gumbel	890,64	1 248,45	1 485,35	1 712,60	1 784,68	2 006,74	2 227,15	2 446,77	2 736,51	2 955,48	3 682,53	0,1258

Evaluando los caudales máximos instantáneos comprendidos entre los años 1993-2017, de todos los métodos utilizados el que mejor se ajustó fue la curva de Gamma 3 parámetros ya que el delta teórico 0,1107, el cual es el menor delta con respecto a todos los métodos evaluados con lo que se comprueba que es un valor inferior al delta tabular 0,2267 para un nivel de significación del 5 por ciento, como se muestra en la figura 39.

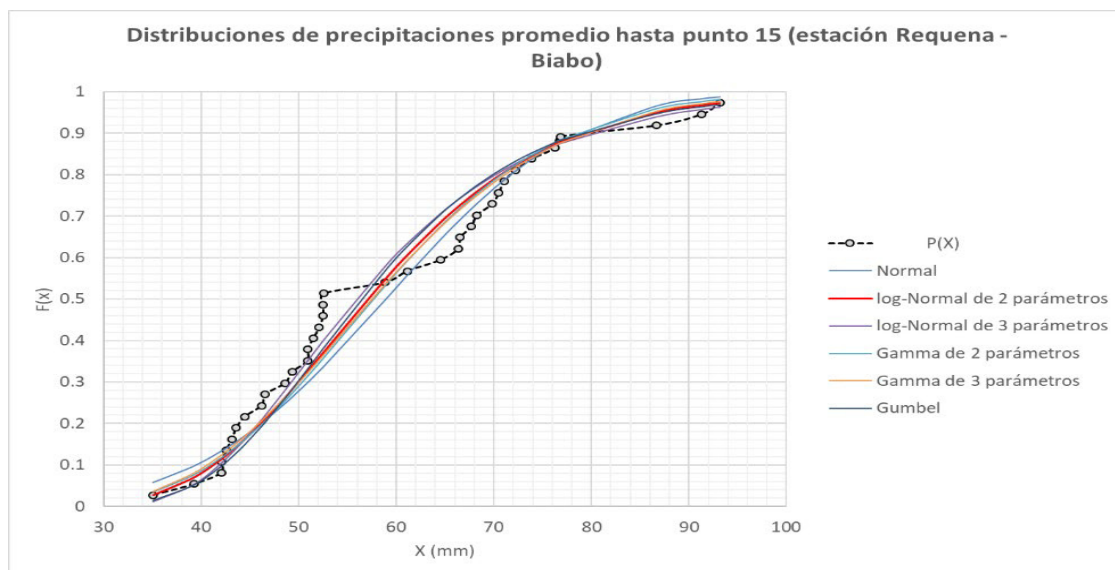
Figura 39: Caudales máximos para diferentes tiempos de retorno para la cuenca el río Biabo hasta el punto de control N° 15 usando diferentes distribuciones. Fuente: elaboración propia.



Con los registros históricos de cientos de estaciones pluviométricas, hecho por L. L. Welss, los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con precipitaciones máximas anuales, al ser aumentados en un trece por ciento, llevaban a magnitudes más cercanas a las derivadas en el análisis hecho en precipitaciones máximas originales.

De forma similar a la evaluación de caudales máximos, se hizo un análisis con diferentes distribuciones probabilistas para las precipitaciones máximas en la cuenca hasta el punto N° 15. Esto se observa en la figura 40. Se obtuvo un delta teórico cuyo valor es 0,1183 con un nivel de significación del 5 por ciento.

Figura 40: Comparativo de las diferentes distribuciones para los datos de precipitación máximas promedio para la cuenca hasta el punto. N°15. Fuente: elaboración propia.



Al comparar el delta teórico con la mayoría de los deltas ordinarios de las distribuciones analizadas, se observó que la mayoría de distribuciones se ajustaron a los valores máximos de precipitación con excepción del método del Log Pearson tipo3.

Para la cuenca hasta el punto N°15, se usó la distribución Gamma 3 parámetros, ya que tiene el menor delta ordinario respecto a las demás distribuciones.

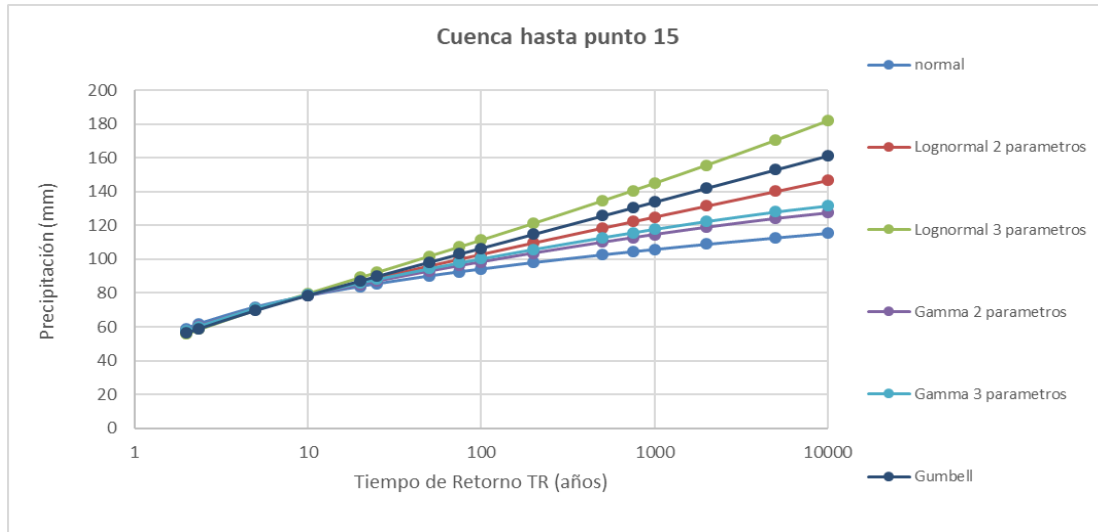
Finalmente se corrigieron los valores de las precipitaciones máximas por un factor de 1.13 para tener valores más aproximados a la realidad, como se observa en la tabla 14.

Tabla 14: Evaluación de los deltas teóricos respecto al delta tabular hasta el punto de control N° 15 usando precipitaciones máximas diarias. Fuente: elaboración propia.

Distribuciones probabilísticas para la cuenca hasta punto N° 15	Tiempos de retorno (años)											Parámetros ordinarios
	2	5	10	20	25	50	100	200	500	1000	10000	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Normal	58,91	71,69	78,38	83,90	85,51	90,11	94,25	98,04	102,63	105,86	115,40	0,1754
Lognormal 2 parámetros	57,08	70,67	79,02	86,65	89,01	96,12	103,01	109,74	118,48	125,03	146,65	0,1409
Lognormal 3 parámetros	55,93	70,18	79,89	89,36	92,39	101,87	111,48	121,29	134,62	145,02	181,86	0,1467
Gamma 2 parámetros	57,69	70,80	78,37	85,01	87,00	92,89	98,39	103,58	110,04	114,65	127,45	0,1554
Gamma 3 parámetros	57,49	71,10	79,06	86,07	88,19	94,46	100,34	105,90	112,87	117,85	131,72	0,1183
Log Pearson Tipo 3												
Gumbell	56,42	69,84	78,73	87,25	89,96	98,29	106,56	114,80	125,67	133,88	161,16	0,1304
Valores corregidos	64,96	80,34	89,34	97,26	99,65	106,74	113,38	119,67	127,54	133,17	148,84	

Graficando la Tabla 14 se ven las diferentes distribuciones probabilistas donde el valor de X son los datos ordenadas de la precipitación de menor a mayor y F(x) su probabilidad de ocurrencia la cual está entre cero y uno. Esto se ve en la figura 41.

Figura 41: Distribuciones de la precipitación para diferentes tiempos de retorno para la cuenca el río Biabo hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.



De similar forma a la evaluación hecha en la tabla 14 y usando los valores máximos de precipitación en 24 horas mostrados en la tabla 12 se generaron las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno en las 16 cuencas estudiadas a lo largo del cauce del río Biabo.

Se puede ver que las distribuciones probabilísticas que mejor se ajustaron son log normal 2 y 3 parámetros y gamma 3 parámetros. Los resultados se ven en la tabla 15.

Tabla 15: Cuadro de precipitación para cada cuenca hasta los puntos de interés. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de retorno de la precipitación para cada sub cuenca hasta el punto de control del cauce principal del río Biabo (mm)																	
Nº	2	2.33	5	10	20	25	50	75	100	200	500	750	1000	2000	5000	10000	Distribución
1	66,34	71,02	90,46	105,29	118,85	123,05	135,70	142,90	147,94	159,92	175,49	182,31	187,14	198,74	214,06	225,65	Lognormal 3 parámetros
2	65,47	69,85	88,11	102,16	115,10	119,10	131,24	138,18	143,04	154,62	169,74	176,38	181,09	192,44	207,46	218,86	Lognormal 3 parámetros
3	62,48	66,62	84,64	99,20	113,10	117,51	131,08	139,00	144,63	158,25	176,47	184,64	190,50	204,77	224,05	238,97	Lognormal 2 parámetros
4	60,69	64,59	81,43	94,95	107,80	111,86	124,36	131,62	136,76	149,22	165,83	173,25	178,56	191,50	208,93	222,40	Lognormal 2 parámetros
5	60,58	64,49	81,36	94,94	107,84	111,92	124,46	131,75	136,93	149,44	166,13	173,61	178,95	191,96	209,50	223,05	Lognormal 2 parámetros
6	63,77	67,43	83,06	95,37	106,90	110,51	121,55	127,93	132,42	143,22	157,48	163,82	168,32	179,24	193,85	205,06	Lognormal 2 parámetros
7	63,86	67,52	83,11	95,41	106,91	110,51	121,52	127,87	132,36	143,11	157,32	163,64	168,12	179,01	193,56	204,72	Lognormal 2 parámetros
8	64,49	68,21	84,49	97,59	109,84	113,66	125,24	131,84	136,45	147,37	161,39	167,42	171,62	181,42	193,29	200,89	Gamma 3 parámetros
9	64,51	68,13	83,71	95,98	107,34	110,86	121,48	127,51	131,71	141,62	154,29	159,74	163,51	172,30	182,89	189,81	Gamma 3 parámetros
10	65,21	68,79	84,05	95,91	106,83	110,20	120,32	126,06	130,05	139,44	151,41	156,52	160,08	168,35	178,29	184,81	Gamma 3 parámetros
11	65,16	68,68	83,52	94,97	105,43	108,65	118,31	123,76	127,55	136,45	147,77	152,61	155,96	163,76	173,16	179,15	Gamma 3 parámetros
12	67,60	70,96	84,70	94,91	103,99	106,76	114,98	119,55	122,73	130,10	139,37	143,32	146,05	152,32	159,85	164,69	Gamma 3 parámetros
13	67,12	70,42	83,86	93,82	102,71	105,41	113,43	117,90	121,00	128,20	137,27	141,10	143,77	149,92	157,27	162,02	Gamma 3 parámetros
14	66,48	69,68	82,60	92,15	100,64	103,21	110,84	115,09	118,03	124,87	133,44	137,08	139,59	145,40	152,35	156,83	Gamma 3 parámetros
15	64,96	68,04	80,34	89,34	97,26	99,65	106,74	110,67	113,38	119,67	127,54	130,87	133,17	138,46	144,78	148,84	Gamma 3 parámetros
16	60,16	63,09	74,64	82,87	90,02	92,16	98,45	101,91	104,29	109,77	116,58	119,44	121,42	125,95	131,33	134,74	Gamma 3 parámetros

Estos valores se consideraron como la precipitación máxima en 24 horas.

6.12 Cálculo de las curvas de precipitación acumulada

Usando la información mencionada en el capítulo 2.14 del proyecto IILA - SENAMHI - UNI, para la zona de estudio se tendrá los siguientes valores:

- Parámetro de duración $n=0,405$
- Parámetro de duración por región: $b=0,2$

Reemplazando en las ecuaciones 88 y 90 se tiene que:

Para cuando $t < 4$

$$\frac{P_t}{P_{24h}} = \left(\frac{t + 0,2}{24} \right)^{0,405} \dots\dots\dots(102)$$

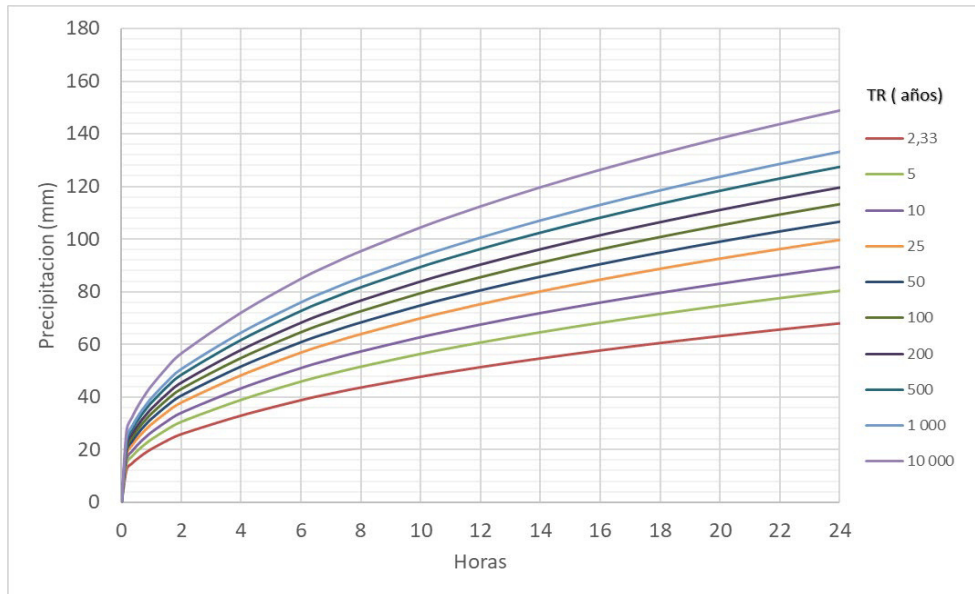
Para cuando $t \geq 4$

$$\frac{P_t}{P_{24h}} = \left(\frac{t + 0,2}{24} \right)^{-0,595} \dots\dots\dots(103)$$

Las precipitaciones en 24 horas P_{24h} son las que están en la tabla 15.

La graficas que relacionan el tiempo y las precipitaciones máximas acumuladas muestran en la figura 42.

Figura 42: Curvas de precipitación de diseño en 24horas para diferentes tiempos de retorno para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.



6.13 Cálculo de las curvas IDF

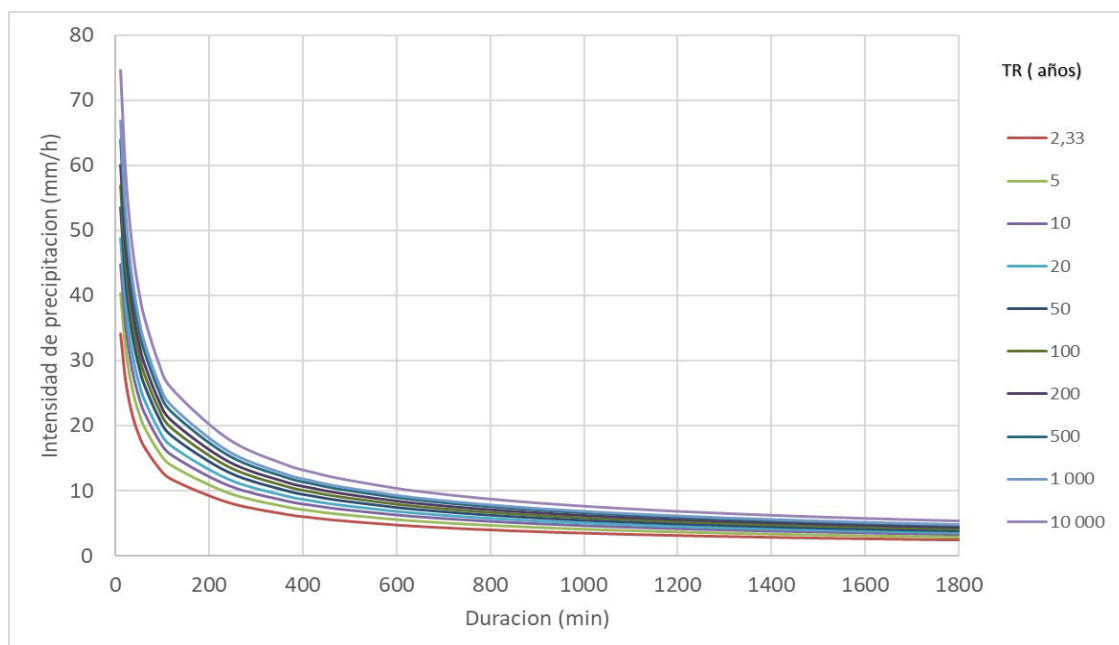
Aplicando la ecuación 86 se obtuvieron los parámetros para las ecuaciones intensidad duración frecuencia para las 16 cuencas en estudio a lo largo del cauce principal del río Biabo, estas se muestran en la tabla 16.

Tabla 16: Constantes para las curvas IDF para las 16 cuencas en análisis. Fuente: elaboración propia.

N°	m	n	k
1	0,1358	-0,5355	2,1862
2	0,1344	-0,5355	2,1761
3	0,1509	-0,5355	2,1482
4	0,1460	-0,5355	2,1346
5	0,1466	-0,5355	2,1339
6	0,1314	-0,5355	2,1531
7	0,1310	-0,5355	2,1537
8	0,1290	-0,5355	2,1657
9	0,1222	-0,5355	2,1656
10	0,1178	-0,5355	2,1699
11	0,1143	-0,5355	2,1693
12	0,1000	-0,5355	2,1840
13	0,0990	-0,5355	2,1803
14	0,0964	-0,5355	2,1755
15	0,0929	-0,5355	2,1655
16	0,0898	-0,5355	2,1351

Graficando las curvas IDF para diferentes tiempos de retorno se obtiene la figura 43.

Figura 43: Curvas de Intensidad duración frecuencia en 24 horas para diferentes tiempos de Retorno para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.



6.14 Cálculo de los tiempos de concentración (T_c)

Usando los valores morfológicos descritos en la tabla 8 en las ecuaciones del capítulo 2.3.5 se obtuvo los tiempos de concentración de las 16 cuencas en estudio. Para el T_c seleccionado se usó los valores que más se repiten lo que podría entenderse como mediana de los valores encontrados. Las fórmulas se mencionan en el capítulo 2.9. Los resultados se aprecian en las tablas 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31 y 32.

Los valores de los tiempos de concentración y esorrentía suelen ser muchas veces grandes cuando el área o la pendiente son muy grandes.

Tabla 17: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°1. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 1	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,25	5,89	353,36
California Culvert Practice	0,31	7,39	443,39
Kirpich	0,33	8,04	482,11
Témez	0,65	15,69	941,57
Giandiotti	0,29	6,85	410,78
Ven Te Chow	0,24	5,75	344,72
Ventura Heron	0,26	6,28	376,91
Tc Seleccionado	0,29	6,85	410,78

Tabla 18: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°2. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 2	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,25	5,89	353,36
California Culvert Practice	0,31	7,39	443,39
Kirpich	0,33	8,04	482,11
Témez	0,65	15,69	941,57
Giandiotti	0,32	7,60	455,84
Ven Te Chow	0,24	5,75	344,72
Ventura Heron	0,26	6,28	376,91
Tc Seleccionado	0,31	7,39	443,39

Tabla 19: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°3. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 3	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,57	13,69	821,49
California Culvert Practice	0,67	15,97	957,98
Kirpich	0,72	17,36	1 041,64
Témez	1,31	31,42	1 885,04
Giandiotti	0,46	11,16	669,58
Ven Te Chow	0,48	11,58	695,02
Ventura Heron	0,52	12,46	747,72
Tc Seleccionado	0,57	13,69	821,49

Tabla 20: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°4. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 4	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,57	13,69	821,49
California Culvert Practice	0,67	15,97	957,98
Kirpich	0,72	17,36	1 041,64
Témez	1,31	31,42	1 885,04
Giandiotti	0,49	11,86	711,76
Ven Te Chow	0,48	11,58	695,02
Ventura Heron	0,52	12,46	747,72
Tc Seleccionado	0,57	13,69	821,49

Tabla 21: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°5. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 5	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,75	17,95	1 077,16
California Culvert Practice	0,86	20,53	1 231,62
Kirpich	0,93	22,32	1 339,19
Témez	1,62	38,94	2 336,48
Giandiotti	0,56	13,44	806,16
Ven Te Chow	0,60	14,51	870,57
Ventura Heron	0,64	15,40	924,18
Tc Seleccionado	0,75	17,95	1 077,16

Tabla 22: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°6. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 6	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,75	17,95	1 077,16
California Culvert Practice	0,86	20,53	1 231,62
Kirpich	0,93	22,32	1 339,19
Témez	1,62	38,94	2 336,48
Giandiotti	0,61	14,52	871,32
Ven Te Chow	0,60	14,51	870,57
Ventura Heron	0,64	15,40	924,18
Tc Seleccionado	0,75	17,95	1 077,16

Tabla 23: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°7. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 7	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,90	21,51	1 290,84
California Culvert Practice	0,97	23,32	1 399,33
Kirpich	1,06	25,36	1 521,54
Témez	1,83	44,03	2 641,70
Giandiotti	0,62	14,92	895,41
Ven Te Chow	0,70	16,86	1 011,87
Ventura Heron	0,72	17,39	1 043,22
Tc Seleccionado	0,90	21,51	1 290,84

Tabla 24: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°8. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 8	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,90	21,51	1 290,84
California Culvert Practice	0,97	23,32	1 399,33
Kirpich	1,06	25,36	1 521,54
Témez	1,83	44,03	2 641,70
Giandiotti	0,65	15,50	930,06
Ven Te Chow	0,70	16,86	1 011,87
Ventura Heron	0,72	17,39	1 043,22
Tc Seleccionado	0,90	21,51	1 290,84

Tabla 25: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°9. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 9	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,96	23,10	1 386,19
California Culvert Practice	1,02	24,42	1 465,18
Kirpich	1,11	26,55	1 593,14
Témez	1,98	47,61	2 856,9
Giandiotti	0,61	14,66	879,44
Ven Te Chow	0,75	17,89	1 073,62
Ventura Heron	0,78	18,78	1 127,04
Tc Seleccionado	0,96	23,10	1 386,19

Tabla 26: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°10. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 10	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	0,96	23,1	1 386,19
California Culvert Practice	1,02	24,42	1 465,18
Kirpich	1,11	26,55	1 593,14
Témez	1,98	47,61	2 856,9
Giandiotti	0,62	14,76	885,70
Ven Te Chow	0,75	17,89	1 073,62
Ventura Heron	0,78	18,78	1 127,04
Tc Seleccionado	0,96	23,10	1 386,19

Tabla 27: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°11. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 11	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	1,03	24,62	1 477,07
California Culvert Practice	1,11	26,53	1 591,67
Kirpich	1,20	28,84	1 730,68
Témez	2,13	51,15	3 068,78
Giandiotti	0,64	15,40	923,98
Ven Te Chow	0,79	18,86	1 131,81
Ventura Heron	0,84	20,16	1 209,49
Tc Seleccionado	1,03	24,62	1 477,07

Tabla 28: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°12. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 12	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	1,03	24,62	1 477,07
California Culvert Practice	1,11	26,53	1 591,67
Kirpich	1,20	28,84	1 730,68
Témez	2,13	51,15	3 068,78
Giandiotti	0,66	15,92	955,47
Ven Te Chow	0,79	18,86	1 131,81
Ventura Heron	0,84	20,16	1 209,49
Tc Seleccionado	1,03	24,62	1 477,07

Tabla 29: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°13. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 13	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	1,12	26,77	1 606,09
California Culvert Practice	1,20	28,69	1 721,13
Kirpich	1,30	31,19	1 871,45
Témez	2,28	54,75	3 284,97
Giandiotti	0,69	16,54	992,48
Ven Te Chow	0,84	20,22	1 213,39
Ventura Heron	0,90	21,56	1 293,53
Tc Seleccionado	1,12	26,77	1 606,09

Tabla 30: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°14. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 14	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	1,12	26,77	1 606,09
California Culvert Practice	1,20	28,69	1 721,13
Kirpich	1,30	31,19	1 871,45
Témez	2,28	54,75	3 284,97
Giandiotti	0,70	16,73	1 003,89
Ven Te Chow	0,84	20,22	1 213,39
Ventura Heron	0,90	21,56	1 293,53
Tc Seleccionado	1,12	26,77	1 606,09

Tabla 31: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 15	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	1,22	29,28	1 756,93
California Culvert Practice	1,29	30,97	1 857,92
Kirpich	1,40	33,67	2 020,18
Témez	2,44	58,66	3 519,69
Giandiotti	0,73	17,41	1 044,60
Ven Te Chow	0,91	21,79	1 307,38
Ventura Heron	0,96	23,08	1 384,70
Tc Seleccionado	1,22	29,28	1 756,93

Tabla 32: Tiempo de concentración de la cuenca hasta el punto de control N°16. Fuente: elaboración propia.

Tiempos de concentración para la sub cuenca 16	Tc		
	Días	Horas	Minutos
Scs-Ranser	1,49	35,80	2 148,04
California Culvert Practice	1,55	37,10	2 226,15
Kirpich	1,68	40,34	2 420,58
Témez	2,86	68,69	4 121,70
Giandioti	0,81	19,46	1 167,81
Ven Te Chow	1,07	25,75	1 545,10
Ventura Heron	1,12	26,97	1 618,18
Tc Seleccionado	1,49	35,80	2 148,04

6.15 Cálculo de los factores de reducción por área (FRA)

Para obtener los factores por reducción de área para todas las cuencas en estudio descrita en el capítulo 2.3.9, el cual depende del tiempo de concentración T_c y el valor del área en Km^2 , se usó la ecuación 93. Los resultados se ven en la tabla 33.

Tabla 33: Coeficientes de reducción de la precipitación por Área (FRA). Fuente: elaboración propia.

N°	Tc	Área	FRA
	días	Km^2	%
1	0,29	426,14	0,60
2	0,31	655,60	0,57
3	0,57	1 402,02	0,62
4	0,57	1 878,41	0,62
5	0,75	2 027,31	0,64
6	0,75	2 962,56	0,64
7	0,90	3 041,54	0,66
8	0,90	3 661,82	0,66
9	0,96	3 983,73	0,66
10	0,96	4 128,72	0,66
11	1,03	4 273,83	0,67
12	1,03	5 065,51	0,67
13	1,12	5 222,69	0,68
14	1,12	5 535,33	0,68
15	1,22	5 939,09	0,69
16	1,49	7 148,98	0,70

Estos coeficientes se multiplicaron a los valores de lluvia acumulada según su tiempo de concentración y su respectiva área de cuenca.

6.16 Distribución de la lluvia en el tiempo y cálculo del hietograma total

La distribución en minutos de la precipitación se hizo para las 16 cuencas en estudio, para este caso se mostró el análisis de la distribución de la precipitación para diferentes tiempos de retorno para la cuenca hasta el punto N°15.

Se ha estimado una división del tiempo de concentración T_c en 10 partes para ver cómo es la ocurrencia del hietograma. Se podría tener más divisiones, pero los cálculos de convolución serían más extensos y el resultado no variaría tanto.

Con los valores de tiempo acumulado se fue a las gráficas de precipitación de diseño para duraciones en 24 horas y con estas se obtuvieron los valores de lluvia acumulada, las cuales fueron multiplicadas por el factor de reducción de área (FRA).

Para el caso de la cuenca hasta el punto N°15 igual a 0,69. Finalmente, la lluvia total se obtiene de la siguiente forma:

$$P_{total} = (FRA)(LLacum_{(t+1)} - LLacum_{(t)})$$

$LLacum_{(t)}$ es la lluvia acumulada en un tiempo t (mm)

$LLacum_{(t+1)}$ es la lluvia acumulada en un tiempo t+1 (mm)

P_{total} es la precipitación total (mm)

Los resultados se ven en las tablas 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41 y 42.

Tabla 34: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 2.33 años. Fuente: elaboración propia.

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 2.33 años Ptotal = 24,20	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	12,20	29,14	19,97	19,97
351,39	20,00	24,40	38,39	26,30	6,34
527,08	30,00	36,60	45,22	30,99	4,68
702,77	40,00	48,80	50,87	34,86	3,87
878,46	50,00	61,00	55,69	38,16	3,30
1 054,16	60,00	73,21	59,96	41,09	2,93
1 229,85	70,00	85,41	63,82	43,74	2,65
1 405,54	80,00	97,61	67,37	46,17	2,43
1 581,23	90,00	109,81	70,66	48,42	2,26
1 756,93	100,00	122,01	73,74	50,54	2,11

Tabla 35: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 5 años. Fuente: elaboración propia.

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 5 años Ptotal = 25,98	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	12,20	34,41	23,58	23,58
351,39	20,00	24,40	45,33	31,06	7,49
527,08	30,00	36,60	53,40	36,59	5,53
702,77	40,00	48,80	60,07	41,17	4,57
878,46	50,00	61,00	65,76	45,06	3,90
1 054,16	60,00	73,21	70,80	48,52	3,46
1 229,85	70,00	85,41	75,37	51,65	3,13
1 405,54	80,00	97,61	79,55	54,52	2,87
1 581,23	90,00	109,81	83,44	57,18	2,66
1 756,93	100,00	122,01	87,08	59,68	2,49

Tabla 36: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 10 años. Fuente: elaboración propia.

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 10 años Ptotal = 27,71	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	12,20	38,26	26,22	26,22
351,39	20,00	24,40	50,40	34,54	8,32
527,08	30,00	36,60	59,38	40,69	6,15
702,77	40,00	48,80	66,80	45,78	5,09
878,46	50,00	61,00	73,12	50,11	4,33
1 054,16	60,00	73,21	78,73	53,95	3,84
1 229,85	70,00	85,41	83,80	57,43	3,48
1 405,54	80,00	97,61	88,46	60,62	3,19
1 581,23	90,00	109,81	92,78	63,58	2,96
1 756,93	100,00	122,01	96,83	66,36	2,77

Tabla 37: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 25 años. Fuente: elaboración propia

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 25 años Ptotal = 30,17	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	12,20	42,67	29,24	29,24
351,39	20,00	24,40	56,22	38,53	9,28
527,08	30,00	36,60	66,23	45,39	6,86
702,77	40,00	48,80	74,51	51,06	5,67
878,46	50,00	61,00	81,57	55,90	4,83
1 054,16	60,00	73,21	87,82	60,18	4,29
1 229,85	70,00	85,41	93,48	64,06	3,88
1 405,54	80,00	97,61	98,68	67,62	3,56
1 581,23	90,00	109,81	103,50	70,93	3,30
1 756,93	100,00	122,01	108,01	74,02	3,09

Tabla 38: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 50 años. Fuente: elaboración propia.

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 50 años Ptotal = 32,18	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	0,12	45,71	31,32	31,32
351,39	20,00	0,24	60,22	41,27	9,94
527,08	30,00	0,37	70,94	48,62	7,35
702,77	40,00	0,49	79,81	54,69	6,08
878,46	50,00	0,61	87,37	59,87	5,18
1 054,16	60,00	0,73	94,06	64,46	4,59
1 229,85	70,00	0,85	100,13	68,62	4,15
1 405,54	80,00	0,98	105,69	72,43	3,81
1 581,23	90,00	1,10	110,86	75,97	3,54
1 756,93	100,00	1,22	115,69	79,28	3,31

Tabla 39: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 100 años. Fuente: elaboración propia.

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 100 años Ptotal = 34,32	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	0,12	48,55	33,27	33,27
351,39	20,00	0,24	63,97	43,84	10,56
527,08	30,00	0,37	75,36	51,64	7,81
702,77	40,00	0,49	84,78	58,10	6,46
878,46	50,00	0,61	92,80	63,60	5,50
1 054,16	60,00	0,73	99,92	68,47	4,88
1 229,85	70,00	0,85	106,36	72,89	4,41
1 405,54	80,00	0,98	112,27	76,94	4,05
1 581,23	90,00	1,10	117,76	80,70	3,76
1 756,93	100,00	1,22	122,89	84,22	3,52

Tabla 40: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 500 años. Fuente: elaboración propia.

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 500 años Ptotal = 39,86	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	0,12	54,62	37,43	37,43
351,39	20,00	0,24	71,96	49,31	11,88
527,08	30,00	0,37	84,77	58,09	8,78
702,77	40,00	0,49	95,37	65,35	7,26
878,46	50,00	0,61	104,39	71,54	6,19
1 054,16	60,00	0,73	112,40	77,02	5,49
1 229,85	70,00	0,85	119,64	81,99	4,96
1 405,54	80,00	0,98	126,29	86,55	4,56
1 581,23	90,00	1,10	132,46	90,78	4,23
1 756,93	100,00	1,22	138,24	94,73	3,96

Tabla 41: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 1000 años. Fuente: elaboración propia.

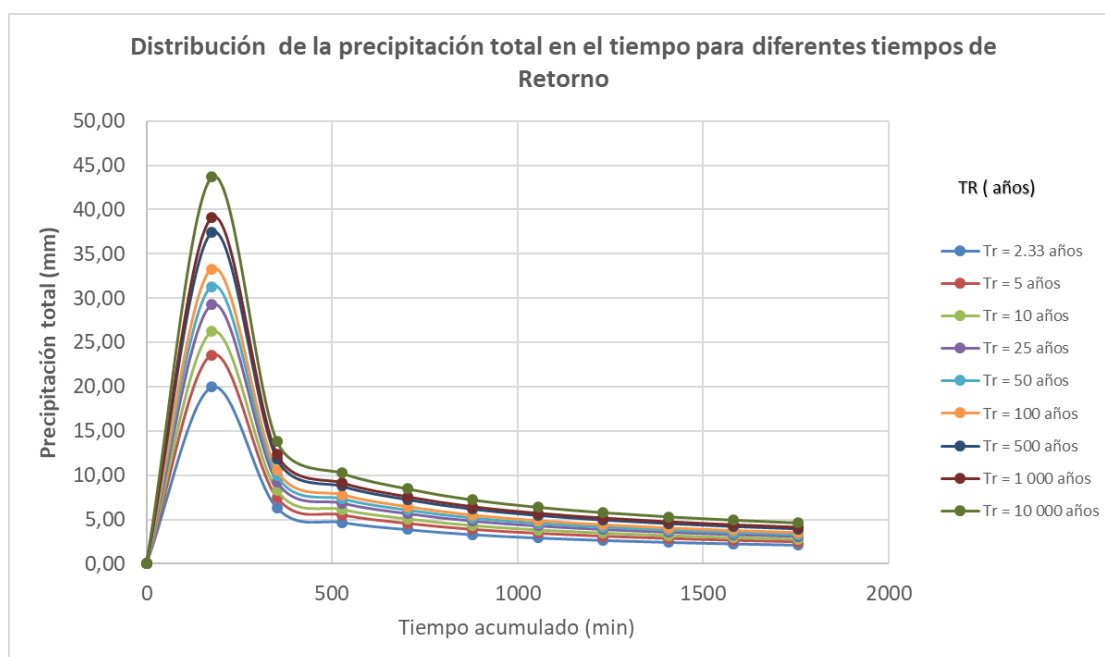
Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 1 000 años Ptotal = 42,51	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	0,12	57,03	39,08	39,08
351,39	20,00	0,24	75,13	51,49	12,41
527,08	30,00	0,37	88,51	60,66	9,17
702,77	40,00	0,49	99,58	68,24	7,58
878,46	50,00	0,61	109,00	74,70	6,46
1 054,16	60,00	0,73	117,36	80,42	5,73
1 229,85	70,00	0,85	124,92	85,61	5,18
1 405,54	80,00	0,98	131,86	90,36	4,76
1 581,23	90,00	1,10	138,31	94,78	4,42
1 756,93	100,00	1,22	144,34	98,91	4,13

Tabla 42: Lluvia total para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 10000 años. Fuente: elaboración propia.

Tiempo de retorno Precipitación Total				Tr = 10 000 años Ptotal = 52,66	
T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)	lluvia acum. (mm)	lluvia acum. * FRA (mm)	lluvia total (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
175,69	10,00	0,12	63,74	43,68	43,68
351,39	20,00	0,24	83,97	57,55	13,87
527,08	30,00	0,37	98,93	67,79	10,25
702,77	40,00	0,49	111,29	76,27	8,47
878,46	50,00	0,61	121,83	83,49	7,22
1 054,16	60,00	0,73	131,17	89,89	6,40
1 229,85	70,00	0,85	139,62	95,68	5,79
1 405,54	80,00	0,98	147,38	101,00	5,32
1 581,23	90,00	1,10	154,59	105,94	4,94
1 756,93	100,00	1,22	161,33	110,55	4,62

Graficando las tablas mostradas anteriormente se obtuvo la figura 44, la cual nos muestra la variación de la precipitación en intervalos respecto al tiempos en minutos.

Figura 44: Distribución de la precipitación total en el tiempo para diferentes tiempos de retorno para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.



6.17 Cálculo de la precipitación efectiva (método de infiltración del S.C.S)

Aplicando las ecuaciones y metodología del capítulo 2.3.10. se pudo calcular la distribución de la lluvia en el tiempo, el cálculo del hietograma total de la precipitación efectiva.

Para la cuenca 15 se obtuvo un valor de $CN = 84,72$. La condición para la cuenca será la Condición III, la cual se encuentra en el grupo de suelo C, que en su gran mayoría es vegetación herbácea de calidad buena.

Usando las ecuaciones 95 y 96 respectivamente se obtiene:

$$S = 45,8 \text{ mm e } I_a = 9,16 \text{ mm.}$$

Esto permitió encontrar los valores de precipitaciones efectiva mostrado en las tablas 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50 y 51.

Tabla 43: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 2.33 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	2.33 años	
	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	2,06	2,06
351,39	4,67	2,61
527,08	7,04	2,38
702,77	9,24	2,19
878,46	11,24	2,01
1 054,16	13,11	1,87
1 229,85	14,87	1,76
1 405,54	16,54	1,66
1 581,23	18,12	1,58
1 756,93	19,63	1,51

Tabla 44: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 5 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	5 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	3,45	3,45
351,39	7,08	3,63
527,08	10,27	3,19
702,77	13,16	2,89
878,46	15,77	2,61
1 054,16	18,19	2,41
1 229,85	20,44	2,25
1 405,54	22,56	2,12
1 581,23	24,58	2,01
1 756,93	26,49	1,91

Tabla 45: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 10 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	10 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	4,63	4,63
351,39	9,05	4,42
527,08	12,85	3,81
702,77	16,27	3,41
878,46	19,33	3,06
1 054,16	22,14	2,82
1 229,85	24,76	2,62
1 405,54	27,22	2,46
1 581,23	29,55	2,33
1 756,93	31,76	2,21

Tabla 46: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 25 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	25 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	6,12	6,12
351,39	11,47	5,35
527,08	16,00	4,53
702,77	20,02	4,02
878,46	23,60	3,58
1 054,16	26,88	3,28
1 229,85	29,93	3,04
1 405,54	32,78	2,85
1 581,23	35,46	2,69
1 756,93	38,01	2,55

Tabla 47: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 50 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	50 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	7,23	7,23
351,39	13,23	6,00
527,08	18,26	5,03
702,77	22,70	4,44
878,46	26,64	3,94
1 054,16	30,24	3,60
1 229,85	33,58	3,34
1 405,54	36,70	3,12
1 581,23	39,63	2,94
1 756,93	42,41	2,78

Tabla 48: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 100 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	100 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	8,31	8,31
351,39	14,94	6,62
527,08	20,44	5,50
702,77	25,28	4,84
878,46	29,56	4,28
1 054,16	33,46	3,91
1 229,85	37,07	3,61
1 405,54	40,44	3,37
1 581,23	43,61	3,17
1 756,93	46,61	3,00

Tabla 49: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 500 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	500 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	10,79	10,79
351,39	18,75	7,97
527,08	25,27	6,52
702,77	30,96	5,68
878,46	35,96	5,01
1 054,16	40,51	4,55
1 229,85	44,71	4,19
1 405,54	48,61	3,90
1 581,23	52,27	3,66
1 756,93	55,74	3,46

Tabla 50: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 1000 años. Fuente: elaboración propia.

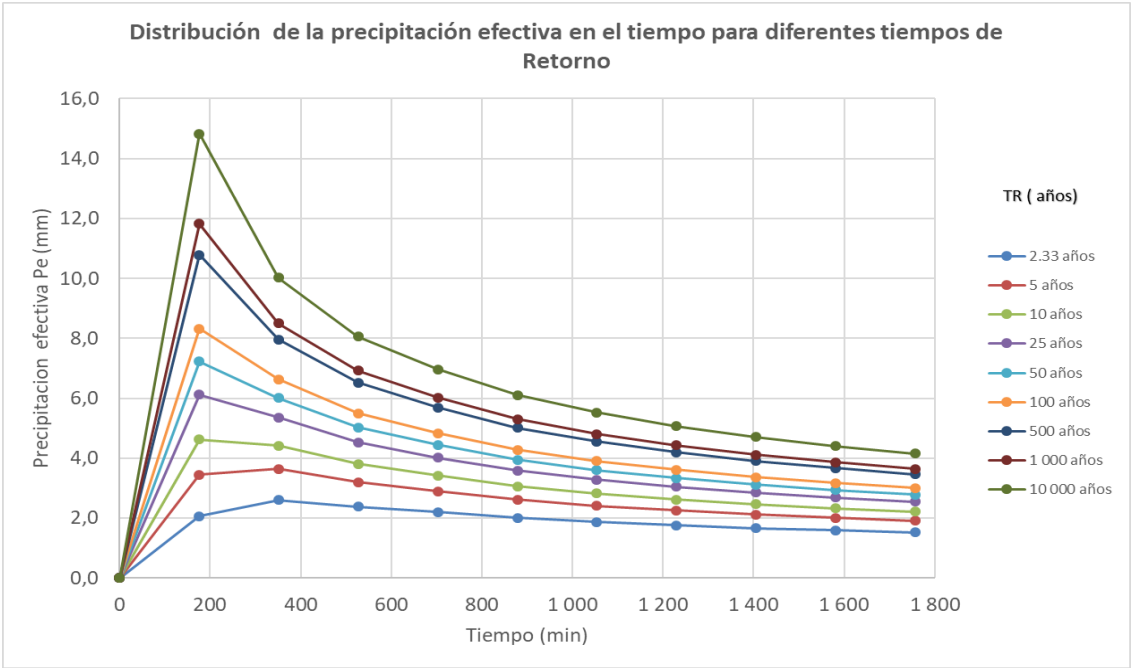
Tr	1 000 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	11,82	11,82
351,39	20,33	8,51
527,08	27,25	6,92
702,77	33,27	6,02
878,46	38,57	5,30
1 054,16	43,38	4,81
1 229,85	47,80	4,42
1 405,54	51,91	4,12
1 581,23	55,78	3,86
1 756,93	59,42	3,65

Tabla 51: Precipitación efectiva para la cuenca hasta el punto de control N° 15 para un periodo de retorno de 1000 años. Fuente: elaboración propia.

Tr	10 000 años	
Tiempo (min)	Pe acumul. (mm)	Pe periodo (mm)
0,00	0,00	0,00
175,69	14,83	14,83
351,39	24,85	10,02
527,08	32,92	8,06
702,77	39,88	6,97
878,46	45,98	6,10
1 054,16	51,50	5,52
1 229,85	56,57	5,07
1 405,54	61,27	4,71
1 581,23	65,68	4,41
1 756,93	69,84	4,16

En la figura 45 se puede ver la precipitación efectiva respecto al tiempo en minutos.

Figura 45: Distribución de la precipitación efectiva en el tiempo para diferentes tiempos de retorno.



6.18 Cálculo del hidrograma de escorrentía por el método del SCS

Los valores morfológicos de la cuenca usando para este método son los que se muestran en la tabla 52.

Tabla 52: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto N° 15 para el método del (SCS).
Fuente: elaboración propia.

Variable	Cantidad	Unidad
Area de drenaje	5 939,09	Km ²
Longitud Cauce principal	327,69	Km
Factor de retención (S)	1,42	m
Intervalo de tiempo =	2,31	horas

Al tabular la figura 2.8 del hidrograma unitario adimensional del SCS se obtuvo los datos mostrados en la tabla 53.

Tabla 53: Valores del hidrograma unitario adimensional del SCS. Fuente: elaboración propia.

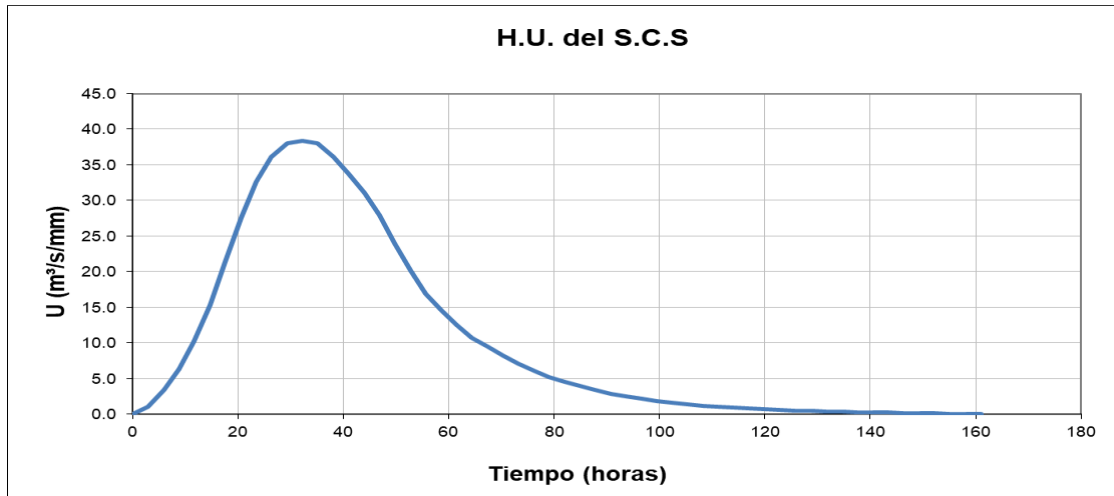
Hidrograma unitario adimensional del SCS					
Relación de tiempos (t/tp)	Relación de caudales (U/Up)	Relación de tiempos (t/tp)	Relación de caudales (U/Up)	Relación de tiempos (t/tp)	Relación de caudales (U/Up)
0,00	0,00	1,10	0,99	2,40	0,15
0,10	0,03	1,20	0,93	2,60	0,11
0,20	0,10	1,30	0,86	2,80	0,08
0,30	0,19	1,40	0,78	3,00	0,06
0,40	0,31	1,50	0,68	3,20	0,04
0,50	0,47	1,60	0,56	3,40	0,03
0,60	0,66	1,70	0,46	3,60	0,02
0,70	0,82	1,80	0,39	3,80	0,02
0,80	0,93	1,90	0,33	4,00	0,01
0,90	0,99	2,00	0,28	4,50	0,01
1,00	1,00	2,20	0,21	5,00	0,00

Tabla 54: Valores necesarios para la obtención de caudal pico total U_p para la cuenca hasta el punto de control N°15 del SCS. Fuente: elaboración propia.

variable	valor	unidades
CN	84,43	
S	1,84	
Tr	17,57	horas
Tc	29,28	horas
T=D =	3,895	horas
Tp	32,21	horas
Up	34 457,00	ft ³ /s/Pulg
Up	38,35	m ³ /seg/mm

Al multiplicar el tiempo de concentración por la relación de tiempos y el caudal pico total U_p por la relación de caudales se pudo obtener el hidrograma unitario de cada cuenca específica. Un ejemplo de esto se puede ver en la figura 46 donde se muestra el hidrograma unitario SCS para la cuenca hasta el punto de control N° 15.

Figura 46: Hidrograma unitario por el método SCS para la cuenca hasta el punto de control N° 15.
Fuente: elaboración propia.



En la tabla 55 se muestra el sistema de convolución usado para generar el hidrograma de escorrentía directa para un periodo de retorno de 10 000 años. Este sistema multiplica cada intervalo de hora de la precipitación efectiva por los diferentes valores del caudal del diagrama unitario. Usando la misma metodología se generó los hidrogramas de escorrentía directa para diferentes periodos de retorno. Los resultados se ven en la figura 47.

Figura 47: Hidrograma unitario por el método SCS para la cuenca hasta el punto de control N° 15.
Fuente: elaboración propia.

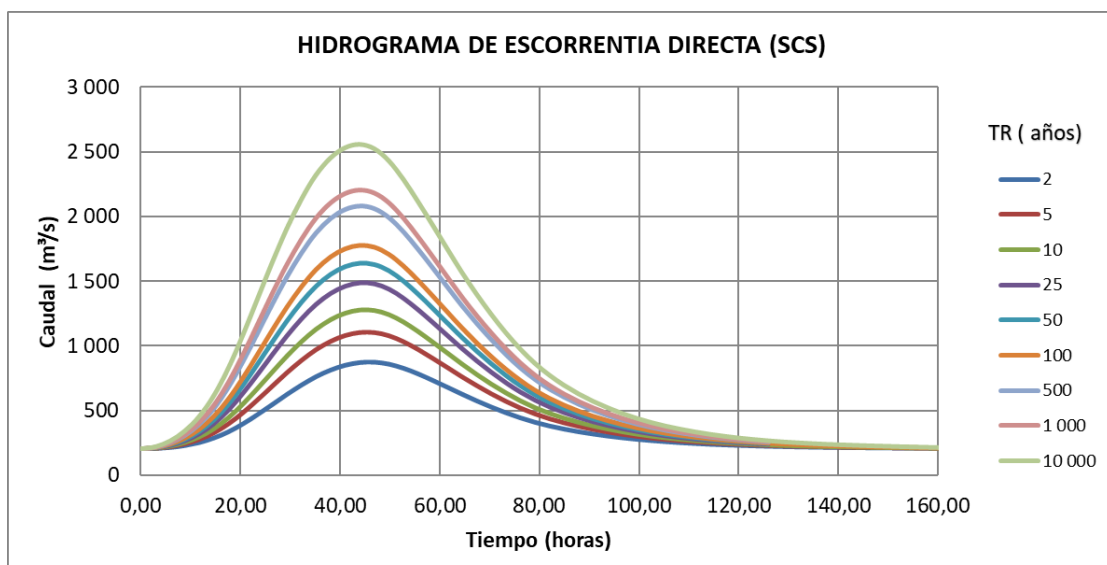


Tabla 55: Convolución para la obtención del hidrograma de escorrentía directa por el diagrama unitario SCS para un tiempo de retorno de 10 000 años para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.

CONVOLUCION TR=10 000 años													
	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00		
Tiempo (horas)	0,00	2,93	5,86	8,78	11,71	14,64	17,57	20,50	23,43	26,35	29,28		
Precipitación efectiva (mm)	0,00	14,83	10,02	8,06	6,97	6,10	5,52	5,07	4,71	4,41	4,16		

Tiempo (horas)	Hidrograma unitario Q(m³/s/mm)	P1*HU	P2*HU	P3*HU	P4*HU	P5*HU	P6*HU	P7*HU	P8*HU	P9*HU	P10*HU	caudal base	Total (m³/s)
0,00	0,00	0,00										207,53	207,53
2,93	1,05	15,54	0,00									207,53	223,07
5,86	3,35	49,73	10,50	0,00								207,53	267,75
8,78	6,36	94,27	33,60	8,45	0,00							207,53	343,84
11,71	10,23	151,77	63,69	27,03	7,30	0,00						207,53	457,31
14,64	15,26	226,35	102,54	51,24	23,35	6,39	0,00					207,53	617,40
17,57	21,37	317,00	152,93	82,48	44,28	20,45	5,78	0,00				207,53	830,46
20,50	27,59	409,20	214,17	123,02	71,28	38,78	18,50	5,31	0,00			207,53	1087,79
23,43	32,65	484,31	276,46	172,29	106,31	62,43	35,07	16,99	4,93	0,00		207,53	1366,31
26,35	36,14	536,10	327,21	222,40	148,89	93,11	56,45	32,20	15,78	4,62	0,00	207,53	1644,29
29,28	38,06	564,59	362,20	263,22	192,19	130,40	84,20	51,84	29,91	14,78	4,36	207,53	1905,22
32,21	38,41	569,77	381,45	291,37	227,47	168,33	117,92	77,32	48,15	28,02	13,94	207,53	2131,26
35,14	38,06	564,59	384,95	306,85	251,79	199,22	152,21	108,29	71,82	45,11	26,42	207,53	2318,79
38,07	36,14	536,10	381,45	309,67	265,17	220,53	180,15	139,79	100,58	67,27	42,54	207,53	2450,78
40,99	33,77	500,88	362,20	306,85	267,61	232,25	199,42	165,44	129,83	94,21	63,45	207,53	2529,67
43,92	31,08	461,00	338,41	291,37	265,17	234,38	210,02	183,14	153,66	121,62	88,85	207,53	2555,13
46,85	27,87	413,34	311,46	272,23	251,79	232,25	211,94	192,87	170,09	143,94	114,70	207,53	2522,14
49,78	24,03	356,37	279,26	250,55	235,25	220,53	210,02	194,64	179,13	159,33	135,75	207,53	2428,35
52,71	20,11	298,35	240,77	224,65	216,52	206,04	199,42	192,87	180,77	167,80	150,27	207,53	2284,99
55,64	16,94	251,22	201,57	193,68	194,14	189,63	186,32	183,14	179,13	169,34	158,25	207,53	2113,95
58,56	14,56	216,00	169,73	162,15	167,38	170,03	171,48	171,11	170,09	167,80	159,71	207,53	1933,00
61,49	12,50	185,43	145,93	136,54	140,13	146,59	153,75	157,48	158,92	159,33	158,25	207,53	1749,89
64,42	10,76	159,54	125,28	117,39	117,99	122,73	132,56	141,20	146,26	148,86	150,27	207,53	1569,62
67,35	9,48	140,63	107,79	100,78	101,45	103,34	110,98	121,74	131,14	137,01	140,40	207,53	1402,78
70,28	8,21	121,72	95,01	86,71	87,09	88,85	93,45	101,92	113,06	122,85	129,22	207,53	1247,41
73,21	7,11	105,51	82,24	76,43	74,93	76,28	80,35	85,82	94,66	105,91	115,86	207,53	1105,52
76,13	6,07	89,97	71,29	66,16	66,05	68,63	68,98	73,79	79,70	88,67	99,89	207,53	977,65
79,06	5,23	77,54	60,79	57,34	57,17	57,85	59,34	63,35	68,53	74,66	83,63	207,53	867,73
81,99	4,53	67,18	52,39	48,90	49,56	50,07	52,31	54,50	58,83	64,20	70,42	207,53	775,88
84,92	3,90	57,86	45,39	42,14	42,26	43,40	45,28	48,04	50,62	55,11	60,54	207,53	698,17
87,85	3,38	50,09	39,09	36,51	36,42	37,01	39,25	41,58	44,62	47,42	51,98	207,53	631,49
90,77	2,88	42,73	33,84	31,45	31,55	31,90	33,47	36,04	38,62	41,80	44,72	207,53	573,64
93,70	2,50	37,04	28,87	27,22	27,17	27,64	28,84	30,74	33,48	36,18	39,42	207,53	524,12
96,63	2,11	31,34	25,02	23,23	23,53	23,80	24,99	26,49	28,55	31,36	34,12	207,53	479,94
99,56	1,85	27,45	21,17	20,13	20,07	20,60	21,52	22,95	24,60	26,74	29,57	207,53	442,35
102,49	1,59	23,57	18,55	17,03	17,39	17,58	18,63	19,76	21,31	23,05	25,22	207,53	408,63
105,42	1,38	20,51	15,92	14,92	14,72	15,23	15,90	17,11	18,36	19,97	21,73	207,53	381,90
108,34	1,19	17,66	13,86	12,81	12,89	12,89	13,78	14,60	15,89	17,20	18,83	207,53	357,94
111,27	1,03	15,28	11,93	11,15	11,07	11,29	11,66	12,65	13,56	14,89	16,22	207,53	337,22
114,20	0,89	13,21	10,32	9,60	9,63	9,69	10,21	10,71	11,75	12,70	14,04	207,53	319,40
117,13	0,76	11,34	8,92	8,30	8,30	8,44	8,77	9,38	9,94	11,01	11,98	207,53	303,91
120,06	0,66	9,79	7,66	7,18	7,18	7,27	7,63	8,05	8,71	9,31	10,38	207,53	290,69
122,98	0,56	8,34	6,61	6,17	6,20	6,29	6,57	7,01	7,48	8,16	8,78	207,53	279,13
125,91	0,49	7,30	5,63	5,32	5,33	5,43	5,68	6,03	6,51	7,00	7,69	207,53	269,47
128,84	0,42	6,27	4,93	4,53	4,60	4,67	4,91	5,22	5,60	6,10	6,61	207,53	260,97
131,77	0,38	5,65	4,23	3,97	3,92	4,03	4,22	4,51	4,85	5,25	5,75	207,53	253,90
134,70	0,34	5,02	3,81	3,41	3,43	3,43	3,64	3,88	4,19	4,54	4,95	207,53	247,83
137,63	0,30	4,40	3,39	3,07	2,94	3,00	3,10	3,34	3,60	3,93	4,28	207,53	242,60
140,55	0,25	3,78	2,97	2,73	2,65	2,58	2,72	2,85	3,11	3,37	3,70	207,53	237,99
143,48	0,21	3,16	2,55	2,39	2,36	2,32	2,33	2,49	2,65	2,91	3,18	207,53	233,88
146,41	0,17	2,59	2,13	2,06	2,07	2,07	2,10	2,14	2,32	2,48	2,74	207,53	230,22
149,34	0,14	2,07	1,75	1,72	1,78	1,81	1,87	1,93	1,99	2,17	2,34	207,53	226,95
152,27	0,10	1,55	1,40	1,41	1,48	1,56	1,64	1,72	1,79	1,86	2,05	207,53	223,99
155,20	0,07	1,04	1,05	1,13	1,22	1,30	1,41	1,50	1,59	1,68	1,76	207,53	221,20
158,12	0,03	0,52	0,70	0,84	0,97	1,07	1,18	1,29	1,40	1,49	1,58	207,53	218,57
161,05	0,00	0,00	0,35	0,56	0,73	0,85	0,96	1,08	1,20	1,31	1,41	207,53	215,98
163,98	0,00		0,00	0,28	0,49	0,64	0,77	0,88	1,00	1,12	1,23	207,53	213,95
166,91	0,00			0,00	0,24	0,43	0,58	0,71	0,82	0,94	1,06	207,53	212,31
169,84	0,00				0,00	0,21	0,39	0,53	0,66	0,77	0,89	207,53	210,97
172,76	0,00					0,00	0,19	0,35	0,49	0,62	0,73	207,53	209,91
175,69	0,00						0,00	0,18	0,33	0,46	0,58	207,53	209,08
178,62	0,00							0,00	0,16	0,31	0,44	207,53	208,44
181,55	0,00								0,00	0,15	0,29	207,53	207,97
184,48	0,00									0,00	0,15	207,53	207,67
187,41	0,00										0,00	207,53	207,53
190,33	0,00											207,53	207,53

6.19 Cálculo del hidrograma de escorrentía por el método de Snyder

Para este caso se usó los datos morfológicos de la cuenca hasta el punto de control N° 15, el procedimiento y los datos son los siguientes:

Tabla 56: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto de control N° 15 para el método de Snyder. Fuente: elaboración propia.

Variable	Cantidad	Unidad
Area de drenaje	5 939,09	Km ²
Cota mayor río en la cuenca	1 795,00	msnm
Cota menor río en la cuenca	258,00	msnm
Longitud Cauce principal (L)	327,69	Km
Longitud río hasta la divisoria	327,69	Km
Longitud cauce al centroide	110,79	Km
Pendiente del cauce principal	1,01	%
Pendiente cuenca	15,21	%
Factor de retención (S)	0,05	m
Intervalo de tiempo	2,93	horas

a) Cálculo del Hidrograma unitario de Snyder

En la tabla 57 se muestran los parámetros necesarios para la construcción de hidrograma unitario de Snyder.

Tabla 57: Parámetros para la construcción del hidrograma unitario de Snyder de la cuenca hasta el punto N° 1. Fuente: elaboración propia.

Variable	Cantidad	Unidad
C _p	0,75	
T _R	18,57	horas
T _c	29,28	horas
t _s	3,38	horas
u _p	49,00	m ³ /s/mm
T _p	33,21	horas
t _b	5,32	días
t _b '	132,83	horas
W ₅₀	31,72	horas
W ₇₅	18,13	horas

En el método de Snyder se usó un valor promedio de C_p de 0,75.

b) Coordenadas puntos del hidrograma

Con los parámetros de la tabla 58 y las ecuaciones del capítulo 2.3.6.2 se procedió a construirlo este hidrograma unitario nos servirá para saber el comportamiento de la precipitación a lo largo de las horas.

Tabla 58: Coordenadas del hidrograma de Snyder para la cuenca hasta el punto de control N° 15.

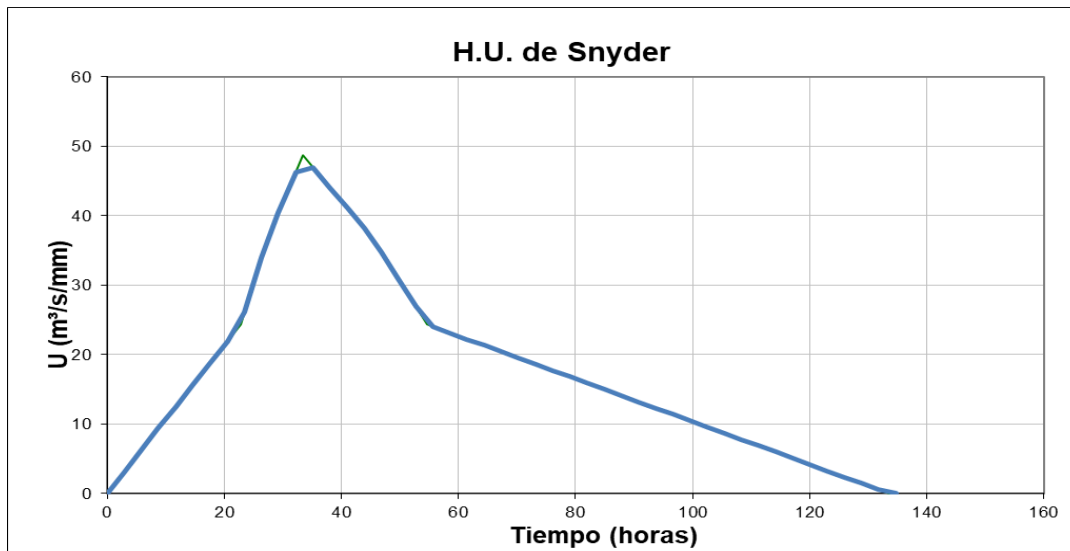
Fuente: elaboración propia.

Coordenadas puntos del hidrograma		
nombre	T	Q (m³/s/mm)
Punto 0	0	0
A	22.634	24.500
B	27.165	36.750
Tp	33.207	49.000
D	45.290	36.750
E	54.353	24.500
F	132.827	0.000

Graficando los valores de la tabla 58 se obtuvo la figura 48.

Figura 48: Hidrograma unitario por el método Snyder para la cuenca hasta el punto de control N°15.

Fuente: elaboración propia.



Haciendo una convolución de datos se procedió a usar una hoja de cálculo la cual nos mostrará la construcción de dicho hidrograma de escorrentía, como se vió anteriormente se le deberá añadir un caudal base ya que durante la avenida ya existía una caudal en el río. Tabla 59.

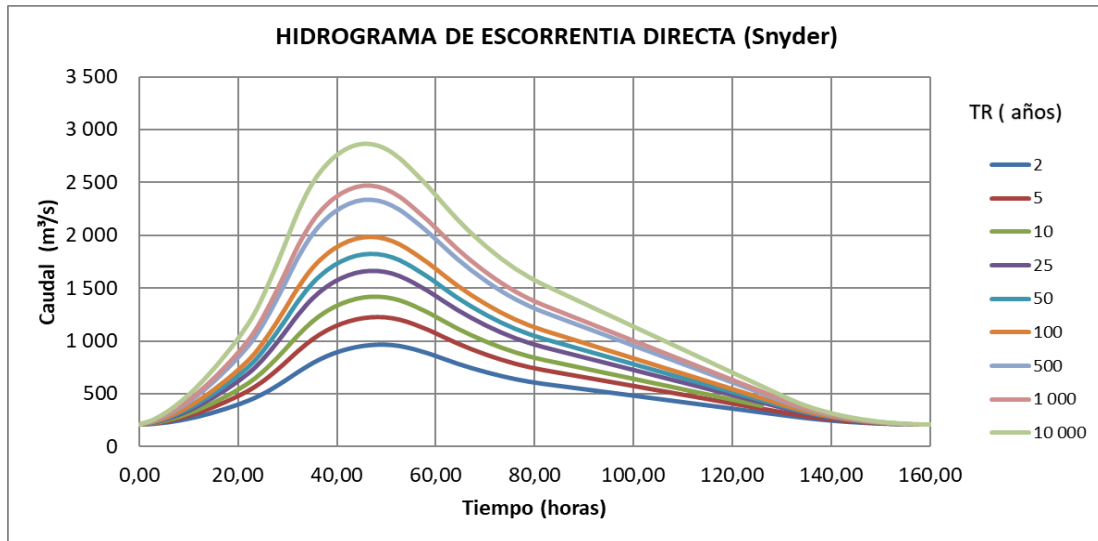
Tabla 59: Convolución para la obtención del hidrograma de escorrentía directa por el diagrama unitario de Snyder para un tiempo de retorno de 10 000 años para la cuenca hasta el punto de control N° 15.

Fuente: elaboración propia.

CONVOLUCION TR =10000 años													
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Tiempo (horas)	0.00	2.93	5.86	8.78	11.71	14.64	17.57	20.50	23.43	26.35	29.28		
Precipitación efectiva	0.00	14.83	10.02	8.06	6.97	6.10	5.52	5.07	4.71	4.41	4.16		
Tiempo (horas)	Hidrograma unitario Q(m³/s/mm)	P1*HU	P2*HU	P3*HU	P4*HU	P5*HU	P6*HU	P7*HU	P8*HU	P9*HU	P10*HU	caudal base	Total (m³/s)
0.00	0.00	0.00										207.53	207.53
2.93	3.17	47.01	0.00									207.53	254.54
5.86	6.34	94.03	31.76	0.00								207.53	333.32
8.78	9.51	141.04	63.53	25.55	0.00							207.53	437.65
11.71	12.68	188.06	95.29	51.10	22.08	0.00						207.53	564.07
14.64	15.85	235.07	127.06	76.66	44.16	19.34	0.00					207.53	709.82
17.57	19.02	282.09	158.82	102.21	66.24	38.68	17.49	0.00				207.53	873.06
20.50	22.19	329.10	190.58	127.76	88.33	58.02	34.98	16.06	0.00			207.53	1052.36
23.43	26.64	395.16	222.35	153.31	110.41	77.36	52.47	32.12	14.92	0.00		207.53	1265.62
26.35	34.56	512.58	266.98	178.87	132.49	96.70	69.95	48.18	29.83	13.97	0.00	207.53	1557.08
29.28	41.04	608.77	346.31	214.77	154.57	116.04	87.44	64.24	44.75	27.95	13.18	207.53	1885.54
32.21	46.98	696.84	411.30	278.58	185.60	135.38	104.93	80.30	59.67	41.92	26.36	207.53	2228.40
35.14	47.04	697.76	470.80	330.86	240.74	162.55	122.42	96.36	74.58	55.89	39.53	207.53	2499.03
38.07	44.07	653.72	471.42	378.73	285.93	210.85	146.99	112.42	89.50	69.87	52.71	207.53	2679.66
40.99	41.10	609.69	441.67	379.23	327.29	250.42	190.67	134.99	104.41	83.84	65.89	207.53	2795.62
43.92	38.14	565.66	411.92	355.29	327.72	286.85	226.45	175.10	125.37	97.81	79.07	207.53	2858.57
46.85	34.64	513.80	382.17	331.36	307.04	287.02	259.21	207.96	162.63	117.44	92.25	207.53	2868.41
49.78	30.68	455.09	347.13	307.43	286.36	268.91	259.55	238.05	193.15	152.34	110.76	207.53	2826.30
52.71	26.72	396.38	307.47	279.25	265.68	250.80	243.17	238.36	221.09	180.93	143.68	207.53	2734.32
55.64	24.10	357.46	267.80	247.34	241.32	232.69	226.79	223.32	221.38	207.10	170.64	207.53	2603.37
58.56	23.19	343.90	241.51	215.43	213.74	211.35	210.41	208.28	207.41	207.38	195.32	207.53	2462.26
61.49	22.27	330.34	232.35	194.28	186.17	187.20	191.12	193.23	193.44	194.29	195.58	207.53	2305.53
64.42	21.36	316.78	223.18	186.91	167.89	163.05	169.28	175.52	179.47	181.20	183.24	207.53	2154.05
67.35	20.44	303.22	214.02	179.54	161.52	147.04	147.45	155.46	163.01	168.12	170.90	207.53	2017.81
70.28	19.53	289.66	204.86	172.17	155.15	141.46	132.97	135.41	144.39	152.70	158.55	207.53	1894.85
73.21	18.61	276.10	195.70	164.80	148.78	135.89	127.92	122.11	125.76	135.26	144.02	207.53	1783.86
76.13	17.70	262.54	186.54	157.43	142.41	130.31	122.88	117.48	113.41	117.81	127.56	207.53	1685.89
79.06	16.79	248.98	177.38	150.06	136.05	124.73	117.83	112.85	109.11	106.24	111.11	207.53	1601.85
81.99	15.87	235.42	168.22	142.69	129.68	119.15	112.79	108.21	104.81	102.21	100.20	207.53	1530.90
84.92	14.96	221.86	159.05	135.32	123.31	113.57	107.75	103.58	100.50	98.18	96.39	207.53	1467.05
87.85	14.04	208.30	149.89	127.95	116.94	108.00	102.70	98.95	96.20	94.15	92.59	207.53	1403.20
90.77	13.13	194.74	140.73	120.58	110.57	102.42	97.66	94.32	91.90	90.12	88.79	207.53	1339.35
93.70	12.21	181.18	131.57	113.21	104.20	96.84	92.61	89.69	87.60	86.09	84.99	207.53	1275.51
96.63	11.30	167.62	122.41	105.84	97.83	91.26	87.57	85.05	83.30	82.06	81.19	207.53	1211.66
99.56	10.39	154.06	113.25	98.47	91.46	85.68	82.53	80.42	78.99	78.03	77.39	207.53	1147.81
102.49	9.47	140.50	104.08	91.10	85.09	80.11	77.48	75.79	74.69	74.00	73.59	207.53	1083.96
105.42	8.56	126.94	94.92	83.73	78.73	74.53	72.44	71.16	70.39	69.97	69.79	207.53	1020.11
108.34	7.64	113.38	85.76	76.36	72.36	68.95	67.39	66.52	66.09	65.94	65.99	207.53	956.27
111.27	6.73	99.82	76.60	68.99	65.99	63.37	62.35	61.89	61.78	61.91	62.19	207.53	892.42
114.20	5.82	86.26	67.44	61.62	59.62	57.79	57.31	57.26	57.48	57.88	58.39	207.53	828.57
117.13	4.90	72.70	58.28	54.25	53.25	52.22	52.26	52.63	53.18	53.85	54.58	207.53	764.72
120.06	3.99	59.14	49.12	46.88	46.88	46.64	47.22	48.00	48.88	49.82	50.78	207.53	700.87
122.98	3.07	45.58	39.95	39.51	40.51	41.06	42.17	43.36	44.58	45.79	46.98	207.53	637.03
125.91	2.16	32.02	30.79	32.14	34.14	35.48	37.13	38.73	40.27	41.76	43.18	207.53	573.18
128.84	1.24	18.46	21.63	24.77	27.78	29.90	32.09	34.10	35.97	37.73	39.38	207.53	509.33
131.77	0.33	4.90	12.47	17.40	21.41	24.33	27.04	29.47	31.67	33.70	35.58	207.53	445.48
134.70	0.00	0.00	3.31	10.03	15.04	18.75	22.00	24.83	27.37	29.67	31.78	207.53	390.30
137.63	0.00		0.00	2.66	8.67	13.17	16.95	20.20	23.06	25.64	27.98	207.53	345.86
140.55	0.00			0.00	2.30	7.59	11.91	15.57	18.76	21.61	24.18	207.53	309.45
143.48	0.00				0.00	2.01	6.87	10.94	14.46	17.58	20.38	207.53	279.76
146.41	0.00					0.00	1.82	6.31	10.16	13.55	16.58	207.53	255.94
149.34	0.00						0.00	1.67	5.86	9.52	12.78	207.53	237.35
152.27	0.00							0.00	1.55	5.49	8.97	207.53	223.54
155.20	0.00								0.00	1.46	5.17	207.53	214.16
158.12	0.00									0.00	1.37	207.53	208.90
161.05	0.00										0.00	207.53	207.53

Los resultados para múltiples tiempos de retorno se ven en la figura 49.

Figura 49: Hidrograma de escorrentía de Snyder para diferentes tiempos de retorno hasta punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.



Los hidrogramas de escorrentía directa para las demás cuencas se muestran en el anexo 4.

6.20 Cálculo del hidrograma de escorrentía por el método Williams y

Hann

Los parámetros que se muestran en la tabla 60 se usaron para la construcción del caudal pico.

Tabla 60: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto de control N° 15 para el método de Williams y Hann. Fuente: elaboración propia.

Parametro	Valor	Unidades
Area de drenaje	2293.09	mi ²
Longitud Cauce principal	203.61	mi
Longitud río hasta la divisoria	203.61	mi
Longitud de cauce al centroide de la cuenca	68.84	mi
Cota mayor río	5889.11	ft
Cota menor río	846.46	ft

a) Tiempo al pico y constante de recesión: T_p , K

Tabla 61: Parámetros geomorfológicos de la cuenca hasta el punto de control N° 15 para el método de Williams y Hann. Fuente: elaboración propia.

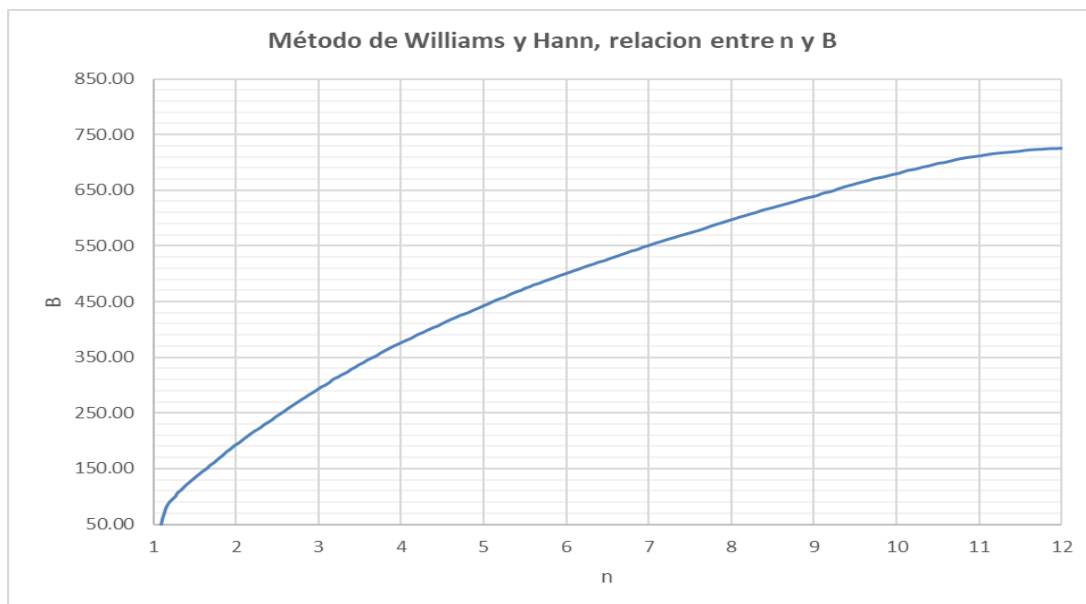
Parametro	Valor	Unidades
$W_c=A/L$	11.262	mi
S_{cp}	24.77	ft/milla
L_c/W_c	18.080	adim.
T_p	38.180	hora
K	19.076	hora
K/T_p	0.500	adim.

b) Parámetros de la cuenca n y B

Se digitalizo las figuras 10 y 11 que asocian n y B y se creó en visual Basic de Excel (VBA) una función para que puedan interpolar los datos de la gráfica. El código fuente de esta función se ve en el anexo 2.

Reemplazando los valores de K/T_p en la ecuación 81 se obtuvo el valor de n igual a 8,473, con este valor se tabulo en la figura 50 y se obtuvo un valor de B igual a 618,6.

Figura 50: Relación entre n y B . Fuente: elaboración propia.



c) Caudal pico

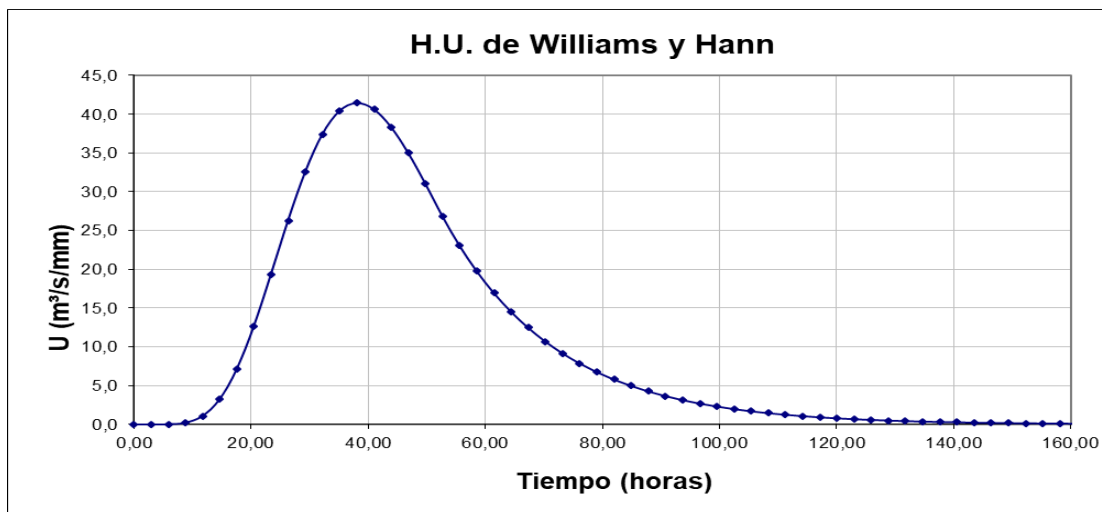
Los valores parámetros necesario para el obtener el caudal pico con el método de William y Hann se muestra en tabla 62.

Tabla 62: Valores para la construcción de hidrograma unitario de Williams y Hann. Fuente: elaboración propia.

Con una profundidad unitaria de la lluvia R=1 mm				0.039370079 pulg			
Intervalos para aplicacion de formulas							
T _p (h)=	38.18	U _p	1462.81	pie³/s/pulg	41.42	m³/s/mm	t < to
t ₀ (h) =	52.15	U ₀	976.64	pie³/s/pulg	27.66	m³/s/mm	to < t < t1
t ₁ (h)=	90.30	U ₁	132.17	pie³/s/pulg	3.74	m³/s/mm	t > t1

Con los puntos obtenidos en la tabla 6.55 se procedió a graficar el hidrograma unitario mostrado en la figura 51.

Figura 51: Hidrograma unitario por el método de Williams y Hann para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.



Haciendo una convolución de datos similar a los métodos descritos anteriormente se obtiene la tabla 63.

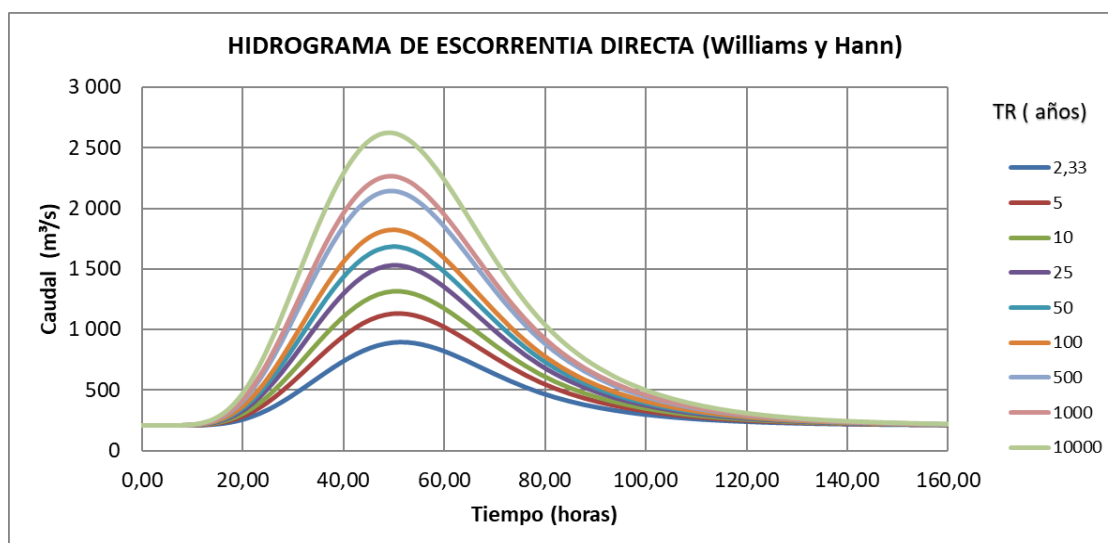
Tabla 63: Convolución para la obtención del hidrograma de escorrentía directa por el diagrama unitario de Williams y Hann para un tiempo de retorno de 10 000 años para la cuenca hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.

CONVOLUCION TR =10 000 años												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Tiempo (horas)	0,00	2,93	5,86	8,78	11,71	14,64	17,57	20,50	23,43	26,35	29,28	
Precipitación efectiva (mm)	0,00	14,83	10,02	8,06	6,97	6,10	5,52	5,07	4,71	4,41	4,16	

Tiempo (horas)	Hidrograma unitario Q(m³/s/mm)	P1*HU	P2*HU	P3*HU	P4*HU	P5*HU	P6*HU	P7*HU	P8*HU	P9*HU	P10*HU	caudal base	Total (m³/s)
0,00	0,00	0,00										207,53	207,53
2,93	0,00	0,00	0,00									207,53	207,53
5,86	0,02	0,28	0,00	0,00								207,53	207,81
8,78	0,22	3,30	0,19	0,00	0,00							207,53	211,02
11,71	1,08	15,97	2,23	0,15	0,00	0,00						207,53	225,89
14,64	3,22	47,72	10,79	1,79	0,13	0,00	0,00					207,53	267,97
17,57	7,08	105,07	32,24	8,68	1,55	0,12	0,00	0,00				207,53	355,18
20,50	12,64	187,43	70,99	25,93	7,50	1,36	0,11	0,00	0,00			207,53	500,85
23,43	19,32	286,61	126,63	57,10	22,41	6,57	1,23	0,10	0,00	0,00		207,53	708,19
26,35	26,27	389,62	193,64	101,87	49,35	19,63	5,94	1,13	0,09	0,00	0,00	207,53	968,80
29,28	32,54	482,70	263,24	155,77	88,03	43,22	17,75	5,46	1,05	0,08	0,00	207,53	1 264,82
32,21	37,40	554,74	326,12	211,76	134,61	77,10	39,08	16,30	5,07	0,98	0,08	207,53	1 573,37
35,14	40,40	599,20	374,79	262,34	182,99	117,90	69,72	35,89	15,14	4,75	0,93	207,53	1 871,18
38,07	41,42	614,38	404,83	301,50	226,71	160,27	106,61	64,03	33,33	14,18	4,48	207,53	2 137,85
40,99	40,63	602,62	415,09	325,66	260,55	198,56	144,93	97,91	59,47	31,23	13,38	207,53	2 356,91
43,92	38,36	568,92	407,14	333,91	281,43	228,19	179,55	133,10	90,93	55,71	29,45	207,53	2 515,86
46,85	35,03	519,51	384,37	327,52	288,56	246,48	206,35	164,89	123,62	85,18	52,54	207,53	2 606,55
49,78	31,06	460,73	350,99	309,20	283,03	252,73	222,89	189,50	153,15	115,80	80,34	207,53	2 625,89
52,71	26,85	398,32	311,28	282,35	267,20	247,89	228,54	204,69	176,00	143,46	109,21	207,53	2 576,47
55,64	23,03	341,64	269,11	250,40	244,00	234,02	224,16	209,88	190,11	164,87	135,30	207,53	2 471,03
58,56	19,76	293,02	230,82	216,48	216,39	213,70	211,62	205,86	194,92	178,08	155,49	207,53	2 323,94
61,49	16,94	251,33	197,97	185,68	187,08	189,52	193,25	194,35	191,19	182,60	167,95	207,53	2 148,45
64,42	14,53	215,56	169,80	159,26	160,46	163,85	171,38	177,47	180,50	179,10	172,21	207,53	1 957,12
67,35	12,46	184,89	145,64	136,59	137,63	140,53	148,17	157,39	164,83	169,08	168,91	207,53	1 761,19
70,28	10,69	158,58	124,91	117,16	118,04	120,54	127,08	136,07	146,18	154,40	159,47	207,53	1 569,95
73,21	9,17	136,01	107,14	100,49	101,24	103,38	109,00	116,71	126,37	136,93	145,62	207,53	1 390,42
76,13	7,86	116,66	91,89	86,19	86,84	88,67	93,49	100,10	108,39	118,38	129,14	207,53	1 227,28
79,06	6,75	100,06	78,82	73,92	74,48	76,05	80,18	85,86	92,97	101,54	111,65	207,53	1 083,05
81,99	5,79	85,82	67,60	63,40	63,88	65,23	68,77	73,64	79,74	87,09	95,76	207,53	958,47
84,92	4,96	73,61	57,98	54,38	54,79	55,95	58,99	63,16	68,39	74,70	82,13	207,53	851,61
87,85	4,26	63,13	49,73	46,64	46,99	47,99	50,59	54,17	58,66	64,07	70,45	207,53	759,96
90,77	3,65	54,15	42,65	40,01	40,31	41,16	43,39	46,46	50,31	54,95	60,42	207,53	681,35
93,70	3,13	46,44	36,58	34,31	34,57	35,30	37,22	39,85	43,15	47,13	51,82	207,53	613,92
96,63	2,69	39,83	31,38	29,43	29,65	30,28	31,92	34,18	37,01	40,42	44,45	207,53	556,09
99,56	2,30	34,17	26,91	25,24	25,43	25,97	27,38	29,32	31,75	34,67	38,12	207,53	506,49
102,49	1,98	29,30	23,08	21,65	21,81	22,27	23,48	25,15	27,23	29,74	32,70	207,53	463,95
105,42	1,69	25,13	19,80	18,57	18,71	19,10	20,14	21,57	23,35	25,51	28,05	207,53	427,46
108,34	1,45	21,56	16,98	15,93	16,05	16,39	17,28	18,50	20,03	21,88	24,06	207,53	396,16
111,27	1,25	18,49	14,56	13,66	13,76	14,05	14,82	15,87	17,18	18,76	20,63	207,53	369,32
114,20	1,07	15,86	12,49	11,72	11,81	12,05	12,71	13,61	14,74	16,09	17,70	207,53	346,30
117,13	0,92	13,60	10,71	10,05	10,13	10,34	10,90	11,67	12,64	13,80	15,18	207,53	326,55
120,06	0,79	11,67	9,19	8,62	8,68	8,87	9,35	10,01	10,84	11,84	13,02	207,53	309,62
122,98	0,67	10,01	7,88	7,39	7,45	7,61	8,02	8,59	9,30	10,15	11,17	207,53	295,09
125,91	0,58	8,58	6,76	6,34	6,39	6,52	6,88	7,36	7,97	8,71	9,58	207,53	282,63
128,84	0,50	7,36	5,80	5,44	5,48	5,60	5,90	6,32	6,84	7,47	8,21	207,53	271,94
131,77	0,43	6,31	4,97	4,66	4,70	4,80	5,06	5,42	5,87	6,41	7,05	207,53	262,78
134,70	0,37	5,42	4,27	4,00	4,03	4,12	4,34	4,65	5,03	5,50	6,04	207,53	254,91
137,63	0,31	4,64	3,66	3,43	3,46	3,53	3,72	3,99	4,32	4,71	5,18	207,53	248,17
140,55	0,27	3,98	3,14	2,94	2,97	3,03	3,19	3,42	3,70	4,04	4,45	207,53	242,39
143,48	0,23	3,42	2,69	2,52	2,54	2,60	2,74	2,93	3,17	3,47	3,81	207,53	237,43
146,41	0,20	2,93	2,31	2,17	2,18	2,23	2,35	2,51	2,72	2,97	3,27	207,53	233,17
149,34	0,17	2,51	1,98	1,86	1,87	1,91	2,01	2,16	2,34	2,55	2,80	207,53	229,52
152,27	0,15	2,16	1,70	1,59	1,60	1,64	1,73	1,85	2,00	2,19	2,41	207,53	226,39
155,20	0,12	1,85	1,46	1,37	1,38	1,41	1,48	1,59	1,72	1,88	2,06	207,53	223,71
158,12	0,11	1,59	1,25	1,17	1,18	1,21	1,27	1,36	1,47	1,61	1,77	207,53	221,41
161,05	0,09	1,36	1,07	1,01	1,01	1,03	1,09	1,17	1,26	1,38	1,52	207,53	219,43
163,98	0,08	1,17	0,92	0,86	0,87	0,89	0,94	1,00	1,08	1,18	1,30	207,53	217,74
166,91	0,07	1,00	0,79	0,74	0,74	0,76	0,80	0,86	0,93	1,02	1,12	207,53	216,29
169,84	0,06	0,86	0,68	0,63	0,64	0,65	0,69	0,74	0,80	0,87	0,96	207,53	215,04
172,76	0,05	0,74	0,58	0,54	0,55	0,56	0,59	0,63	0,68	0,75	0,82	207,53	213,97
175,69	0,04	0,63	0,50	0,47	0,47	0,48	0,51	0,54	0,59	0,64	0,70	207,53	213,05
178,62	0,04	0,54	0,43	0,40	0,40	0,41	0,43	0,46	0,50	0,55	0,60	207,53	212,27
181,55	0,03	0,46	0,37	0,34	0,35	0,35	0,37	0,40	0,43	0,47	0,52	207,53	211,59
184,48	0,03	0,40	0,31	0,29	0,30	0,30	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	207,53	211,02
187,41	0,02	0,34	0,27	0,25	0,25	0,26	0,27	0,29	0,32	0,35	0,38	207,53	210,52
190,33	0,02	0,29	0,23	0,22	0,22	0,22	0,23	0,25	0,27	0,30	0,33	207,53	210,09
193,26	0,02	0,25	0,20	0,19	0,19	0,19	0,20	0,22	0,23	0,26	0,28	207,53	209,73
196,19	0,01	0,22	0,17	0,16	0,16	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,24	207,53	209,42
199,12	0,01	0,18	0,15	0,14	0,14	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	207,53	209,15
202,05	0,01	0,16	0,12	0,12	0,12	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	207,53	208,92
204,97	0,01	0,14	0,11	0,10	0,10	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	207,53	208,72
207,90	0,01	0,12	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	207,53	208,55
210,83	0,01	0,10	0,08	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	207,53	208,41
213,76	0,01	0,09	0,07	0,06	0,06	0,07	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10	207,53	208,28
216,69	0,00	0,07	0,06	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07	0,07	0,08	207,53	208,17
219,62	0,00	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,06	0,06	0,07	207,53	208,08
222,54	0,00	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,06	207,53	208,00
225,47	0,00	0,05	0,04	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	207,53	207,94
228,40	0,00	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	207,53	207,88
231,33	0,00	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	207,53	207,83
234,26	0,00	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	207,53	207,79
237,18	0,00	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	207,53	207,75
240,11	0,00	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	207,53	207,72
243,04	0,00	0											

Replicando el proceso para otros tiempos de retorno se obtuvo la figura 52.

Figura 52: Hidrograma de escorrentía directa Williams y Hann para diferentes tiempos de retorno hasta el punto de control N° 15. Fuente: elaboración propia.



CAPÍTULO VII. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

7.1 Resultados

Para saber qué hidrograma de escorrentía se ajusta mejor a la cuenca del río Biabo, se hizo un estudio comparativo en la cuenca hasta el punto de control N°15, en cuya desembocadura se encuentra la estación hidrométrica Requena – Biabo. Dicha estación viene registrando caudales diarios desde el año 1994. De estos datos se extrajeron los caudales máximos por cada año y se analizaron diferentes distribuciones probabilísticas, siendo la distribución probabilística gamma 3 parámetros la que mejor se ajustó a los datos. Esta distribución permitió generar los caudales de máximas avenidas para diferentes tiempos de retorno para la cuenca hasta el punto de control N°15.

Por otro lado, con los datos grillados de precipitaciones diarias del estudio PISCO v2.1, las curvas IDF, los valores de CN del ANA y los hidrogramas unitarios, se generaron hidrogramas de escorrentía directa para diferentes tiempos de retorno (anexo 4), estos se obtuvieron usando los hidrogramas unitarios método SCS, Snyder y William y Hann. De los hidrogramas de escorrentía directa se extrajeron los caudales pico de los hidrogramas de escorrentía.

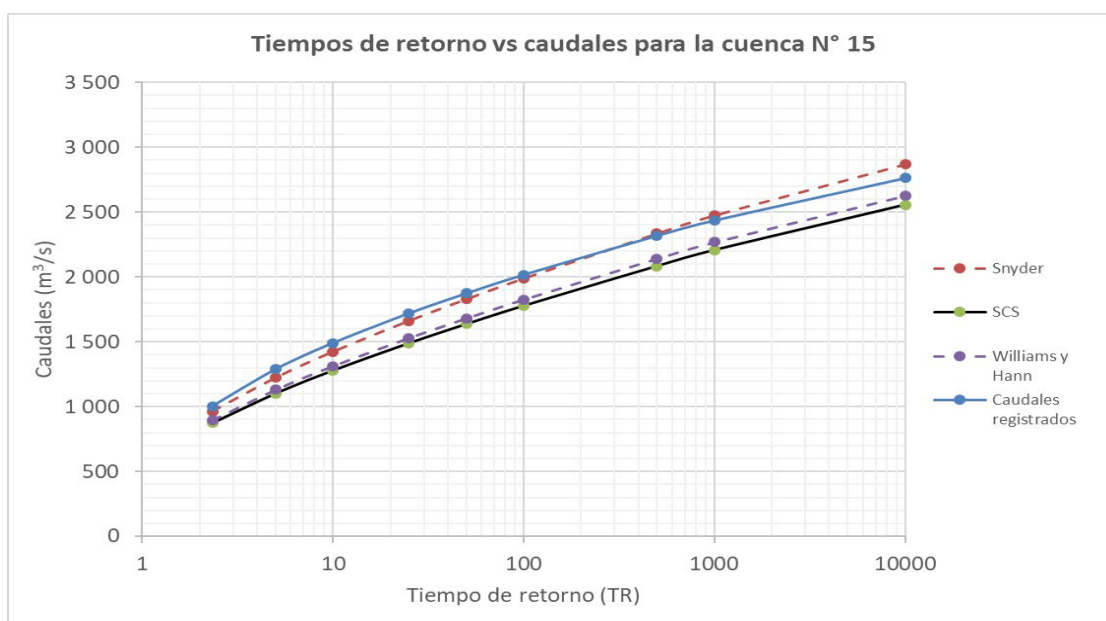
Para la cuenca hasta el punto de control N° 15 se hizo una comparación entre los caudales de máximas avenidas obtenidos con los caudales registrados en la estación Requena- Biabo y los obtenidos mediante hidrogramas unitarios, para diferentes tiempos de retorno, la misma que se aprecia en la tabla 64.

Tabla 64: Valores de caudales pico para diferentes tiempos de retorno usando los hidrogramas de escorrentía del SCS, Snyder y Williams y Hann para la cuenca hasta el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.

TR (años)	2,33	5	10	25	50	100	500	1000	10000
SCS	874,26	1 102,10	1 279,25	1 489,25	1 636,94	1 777,64	2 083,36	2 206,77	2 555,13
Snyder	964,21	1 222,23	1 423,07	1 661,08	1 828,44	1 987,85	2 334,16	2 473,93	2 868,41
Williams y Hann	894,75	1 130,57	1 313,09	1 529,36	1 681,41	1 826,21	2 140,75	2 267,68	2 625,89
Caudales Máx.	1 002,46	1 287,54	1 490,29	1 718,83	1 873,26	2 016,64	2 318,04	2 436,39	2 763,69

Graficando los valores de la tabla 64 se obtuvo la figura 53, donde se muestra la comparación de las curvas que relaciona tiempo de retorno en años versus los caudales pico para las máximas avenidas.

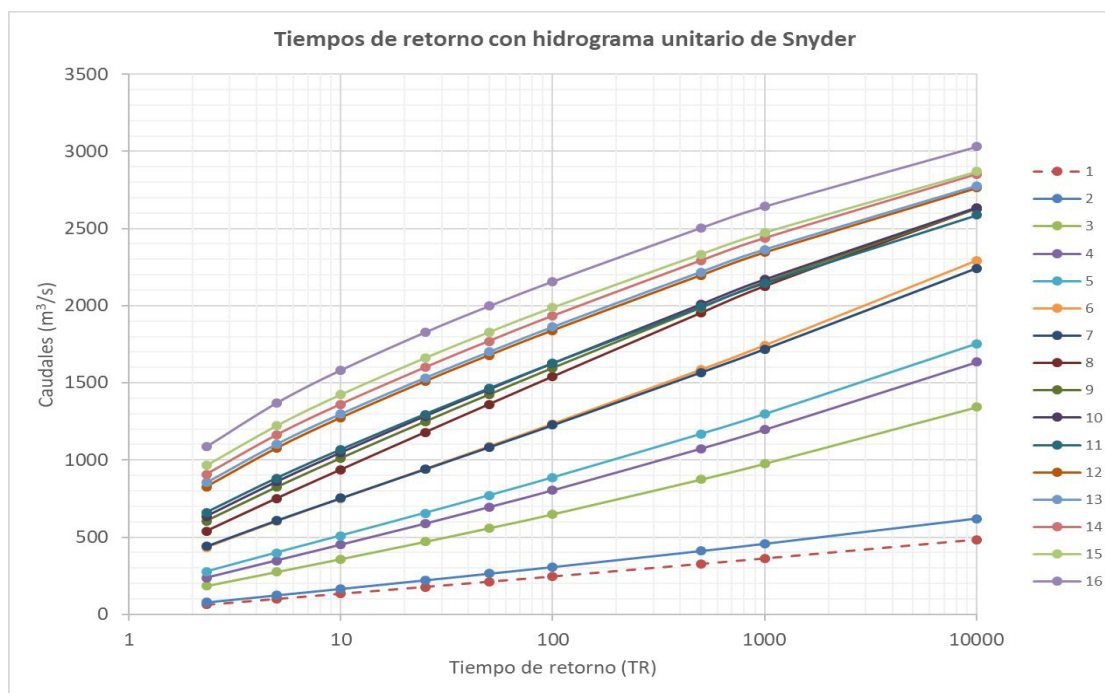
Figura 53: Comparación de los tiempos de retorno versus los caudales pico de los hidrogramas de escorrentía en el punto de control N°15. Fuente: elaboración propia.



En la figura 54 se ven los caudales pico a diferentes tiempos de retorno para los 16 puntos de control a lo largo del cauce principal del río Biabo, tal como se muestra en la figura 23. Estos caudales picos siguieron la misma metodología desarrollada para obtener los caudales picos de la cuenca hasta el punto de control N°15 usando el método

del hidrograma unitario de Snyder. Los hidrogramas de estos caudales de máximas avenidas se pueden ver en el anexo 4.

Figura 54: Curvas de tiempos de retorno vs caudales pico para los 16 puntos de control mediante el hidrograma unitario de Snyder. Fuente: elaboración propia.



7.2 Discusión

De los resultados se desprende que la información grillada de precipitación diaria PISCO v2.1, la metodología de estudio Illa - SENAMHI – UNI para la obtención de las curvas IDF, los valores de curva número del ANA y el uso del hidrograma unitario de Snyder fueron de suma importancia para obtener los resultados obtenidos para las cuencas a lo largo del cauce principal del río Biabo.

En la figura 54 se puede ver claramente que los caudales generados con el hidrograma de Snyder se asemejan bastante a los generados con caudales registrados en la estación Requena- Biabo (N°15). Los porcentajes de error entre los caudales pico generados con respecto a los obtenidos con los caudales registrados en la estación hidrométrica Requena – Biabo, se muestra en la tabla 59. Las diferencias entre los

valores fluctúan entre $\pm 5\%$. Los resultados de este análisis se pueden ver en la tabla 65, en donde se observa que el método de precipitación esorrentía de Snyder presenta el menor error entre todos los demás.

Tabla 65: Porcentaje de error de los caudales pico generados con hidrogramas de esorrentía vs el generado con caudales medidos en la estación Requena – Biabo.

TR (años)	2,33	5	10	25	50	100	500	1000	10000
SCS	12,79	14,40	14,16	13,36	12,62	11,85	10,12	9,42	7,55
Snyder	3,82	5,07	4,51	3,36	2,39	1,43	-0,70	-1,54	-3,79
Williams y Hamm	10,74	12,19	11,89	11,02	10,24	9,44	7,65	6,92	4,99

Por lo anterior en esta investigación se utilizará el hidrograma de Snyder para generar los caudales de máximas avenidas en los 16 puntos de control a lo largo del cauce principal del río Biabo a diferentes tiempos de retorno.

Así mismo, como se observa en la figura 51 se puede indicar que los caudales generados, en algunos casos tienden a ser similares en algunos puntos de control de la cuenca. Esto se debe a que los valores de precipitaciones máximas a diferentes tiempos de retorno fueron generados con diferentes distribuciones probabilísticas como se indicó en la tabla 15.

A través de este trabajo se consiguió generar los caudales de máximas avenidas para diferentes tiempos de retorno a lo largo del cauce principal de la cuenca del río Biabo, utilizando los datos grillados de precipitación diaria de PISCO v2.1, la metodología del estudio Illa - SENAMHI – UNI e hidrogramas unitarios.

La gran ventaja de conocer los valores de caudales a diferentes tiempos de retorno a lo largo de la cuenca será el de poder tener una mejor interpretación a la hora tomar decisiones de protección ante futuras problemas de inundaciones, así mismo tomar decisiones acertadas ante estos eventos recurrentes.

CONCLUSIONES

PRIMERA. La generación de precipitaciones máximas diarias y caudales de máximas avenidas en los 16 puntos de control a lo largo del cauce del río Biabo, para diferentes tiempos de retorno, contribuirán a mejorar y reforzar las medidas de contención en las estructuras hidráulicas presentes en el cauce, puesto que con esta información será posible el correcto dimensionamiento de futuras obras o el redimensionamiento de obras existentes dentro de la cuenca del río Biabo, sobre todo en la parte baja de la cuenca que es la zona más afectada por las inundaciones estacionales.

SEGUNDA. En base a los datos grillados de PISCO v2.1, las distribuciones probabilísticas y las curvas IDF se logró generar las precipitaciones máximas diarias a diferentes tiempos de retorno para las áreas representadas 16 puntos de control a lo largo del cauce principal de río Biabo. Estas precipitaciones, juntos a diagramas unitarios y valores de curva número posibilitaron la generación de los caudales de máximas avenidas para diferentes tiempos de retorno.

TERCERA. Se logró generar las curvas IDF representativas a diferentes tiempos de retorno para las cuencas hasta los 16 puntos de control a lo largo del cauce principal de río Biabo usando precipitaciones máximas diarias obtenidas del estudio grillado de precipitación PISCO v2.1. Al no contar con registros horarios de precipitación en cada cuenca que permita obtener las curvas IDF, se utilizó la metodología Illa- SENAMHI – UNI para la construcción de las mismas, obteniéndose buenos resultados.

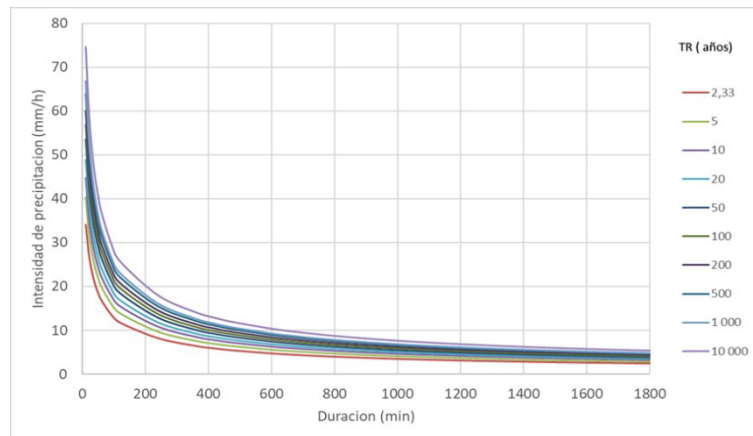
Por ejemplo, para el punto de control N° 15 los valores calculados n , m y k de la ecuación IDF son: 0,0929; -0,5355 y 2,1655 respectivamente. Con ellos se obtuvo la

ecuación de intensidad (I) en función del tiempo de concentración (t) para diferentes tiempos de retorno (T) dada por:

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n}$$

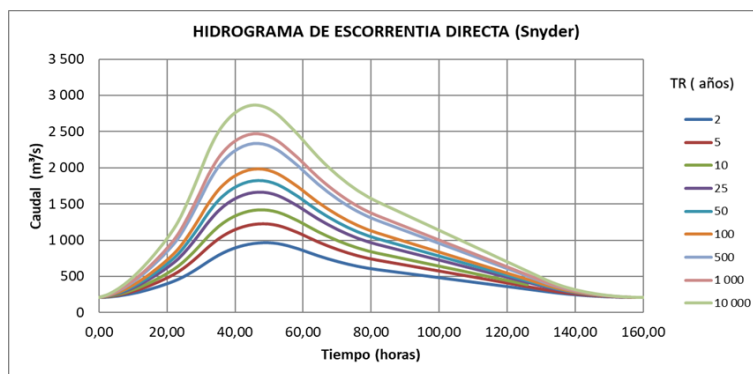
$$t = 1796,53 \text{ min}$$

Graficando esta función se obtiene la familia de curvas IDF, con las que se procedió a generar los valores de máximas avenidas.



CUARTA. Se ha usado los métodos de precipitación escorrentía de los diagramas unitarios del Soil Conservation Service (SCS), Snyder y Williams y Hann. Con estos métodos se logró generar caudales de máximas avenidas que se compararon con los caudales aforados hasta el punto de control N°15 dando como resultado que los caudales de máximas avenidas con el método de Snyder presentaba el menor error, por lo que se concluye que el hidrograma de Snyder es el más adecuado para generar máximas avenidas para diferentes periodos de retorno en la cuenca del río Biabo.

A modo de ejemplo se muestran la familia de curvas de escorrentía directa generadas con el método de Snyder para el punto de control N°15.



QUINTA. Los valores de cada curva número de los 16 puntos de control a lo largo del cauce principal de río Biabo fueron extraídos del estudio realizado por el ANA para todo el Perú como se muestra en el anexo 7, para nuestro caso se escogieron las condiciones húmedas ya que se tiene estas características dentro de la cuenca. Así para el punto de control N° 15, el número de curva que le corresponde es 84,43.

RECOMENDACIONES

PRIMERA. Realizar estudios topográficos a detalle en las zonas cercanas a los puntos de control analizados, preferentemente en la parte media y baja de la cuenca donde se cuenta con más poblaciones cercanas al cauce del río Biabo. Estos estudios, conjuntamente con los registros de caudales a diferentes tiempos de retorno, servirán para evaluar con más detalle las áreas de inundación en las posibles zonas afectadas. Para este fin, se podrá utilizar software de simulación numérica tal como: Hec- ras, Iber, Flow 2D, etc.

SEGUNDA. Instalar más estaciones pluviométricas dentro de la cuenca con la finalidad de contar con registros diarios de precipitación para poder hacer una comprobación de las correlaciones diarias entre los valores medidos en las estaciones dentro de la cuenca y los datos grillados de PISCO v2.1.

TERCERA. Aunque el estudio Illa –SENAMHI – UNI fue indispensable para calcular las curvas IDF para las 16 cuencas a lo largo del río Biabo, se debería contar con registros horarios del comportamiento de la precipitación en algunos lugares de la cuenca, esto daría permitiría contar con mejores resultados en los cálculos, ya que se tendría ajustes de las cuervas IDF más acordes a cada cuenca.

CUARTA. Contar con registros horarios de medición de caudales, con la finalidad de generar los hidrogramas unitarios propios en la cuenca, en lugar de los hidrogramas estándares.

QUINTA. Evaluar cada cierto tiempo los valores de numero de curva ya que las condiciones de suelo y cobertura vegetal son variables en el tiempo, por motivos del cambio en el uso de suelo o por motivos de la deforestación, lo que conlleva a un cambio en hidrogramas de escorrentía directa de la cuenca.

BIBLIOGRAFÍA

- Aliaga, V. (1985). Hidrología Estadística (1era ed.). Perú: Universidad Nacional Agraria la Molina.
- Aparicio, F. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie (1era ed.). México: Grupo Noriega Editores.
- Aybar, C., Lavado, W., Huerta, A., Fernández, C., Vega, F., Sabino, E. y Felipe, O. (2017). Uso del Producto Grillado “PISCO” de precipitación en Estudios, Investigaciones y Sistemas Operacionales de Monitoreo y Pronóstico Hidrometeorológico. Nota Técnica 001 SENAMHI-DHI-2017, Lima-Perú. Recuperado de <https://www.senamhi.gob.pe/load/file/01402SENA-8.pdf>
- Diaz, R. (1994). Hidrología para Ingenieros (1era ed.) Perú: Fondo Editorial de la Pontifica Universidad Católica del Perú.
- Chereque, W. (1989). Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil (2a ed.). Perú: Pontifica Universidad Católica del Perú. Recuperado de <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/28689/hidrologia.pdf>
- Chow, T., Maidment, R., Mays, W. (1994). Hidrología aplicada (1era ed.). Colombia: Editorial Mc Graw-Hill Interamericana S.A.
- Dekking, M., Kraaikamp, C., Lopuhaä, P., & Meester, E. (2005). A Modern Introduction to Probability and Statistics: Understanding why and how. Springer Science & Business Media.
- Gironza, M., Sebastian, J. y Ospina, J. (2006). Estudio Morfométrico y estimación de caudal por medio del método racional para la creciente de la quebrada Canauchita hasta la desembocadura en el rio Chirche del municipio de Otanche en el departamento de Boyacá. Recuperado de

<http://repository.udistrital.edu.co/bitstream/11349/2562/3/MancipeGironzaJuanSebastian2016.pdf>

González, A. (2015). Manual introductorio Arcgis 10.2. Universidad Nacional de Colombia. Departamento de Ingeniería Civil.

Hernández, D. (2008). Estimación de caudales máximos usando hidrogramas unitarios sintéticos y el método racional. Recuperado de http://julianrojo.weebly.com/uploads/1/2/0/0/12008328/modelos_lluvia_escorrentia.pdf

Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, M. (2014). Metodología de la investigación. McGraw-Hill. Recuperado de <http://observatorio.epacartagena.gov.co/wp-content/uploads/2017/08/metodologia-de-la-investigacion-sexta-edicion.compressed.pdf>

Martínez, E. (2005). Hidrología Practica (2da Ed.). España: Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos.

Martínez de Azagra A., Navarro Hevia, J. (1995). Hidrología forestal, el ciclo hidrológico (1era ed.). España. Secretariado de Publicaciones, Universidad de Valladolid.

Mejía, A. (2006). Hidrología Aplicada. Universidad Nacional Agraria La Molina, Departamento Académico de Recursos y Agua. Lima-Perú.

Mendoza, E. (2005). Hidrogramas unitarios geomorfológicos basados en la función de densidad de probabilidad gamma. Universidad nacional autónoma de México, División de estudios de posgrado. Facultad de ingeniería. Recuperado de <http://132.248.9.34/pd2005/0601628/0601628.pdf>.

Muñoz, R., Rodríguez, A. (2005). Hidrología Agroforestal. (1era ed.). España: Ediciones Mundi – Prensa.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Recuperado de

http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/970.pdf.

Monsalve, G. (1999). Hidrología en la Ingeniería (2da Ed.). México: Alfa y Omega Editor S.A Medardo M. G. (1974). Hidrología (1era ed.). Perú: Universidad Nacional Agraria La molina, Departamento de recursos de agua y tierra.

Linsley, R., Kohler, M., Paulus, J. (1977). Hidrología para Ingenieros (2da Ed.) Colombia: Editorial Mc Graw Hill Latinoamérica S.A.

Puerta, R., Rengifo, J., Bravo, N. (2011). ArcGis Básico 10. Universidad Nacional Agraria de la Selva. Facultad Recursos Naturales Renovables. Tingo María - Perú.

Puerta, R., Rengifo, J., Bravo, N. (2013). ArcGis Intermedio 10. Universidad Nacional Agraria de la Selva. Facultad Recursos Naturales Renovables. Tingo María - Perú.

Reyes, L. (1992). Hidrología Básica (1era ed.). Perú: Consejo Nacional de ciencia y Tecnología CONCYTEC.

Rojas, S. (2018). Cálculo de precipitaciones y caudales de diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano en zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho. Pontifica Universidad Católica del Perú, Facultad de Ingeniería Civil.

Rojo, J. (2001). Morfometría de cuencas. Recuperado de

<http://julianrojo.weebly.com/uploads/1/2/0/0/12008328/morfometria.pdf>

Rojo, J. (2002). Estimación de caudales máximos usando hidrogramas unitarios sintéticos y el método racional. Recuperado de

http://julianrojo.weebly.com/uploads/1/2/0/0/12008328/modelos_lluvia_escorrentia

Rojo, J. (2003). Estudio hidrológico e hidráulico para diseño de puente. Recuperado de

https://julianrojo.weebly.com/uploads/1/2/0/0/12008328/modelacion_hidraulica.pdf

Roldán, R. (2016). Determinación de curvas de frecuencia y zonificación de intensidades en la cuenca media alta del río Paute. Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería Civil. Cuenca- Ecuador.

Roldán, G. (2106). Modelamiento hidrológico de la cuenca del río Ica con fines de prevención de inundaciones en la ciudad de Ica. Universidad Nacional Agraria la Molina, Facultad de Ingeniería Agrícola.

SENAMHI-UNI (1983). Estudio de Hidrología del Peru. IILA

Severiano, L. (2014). Estimación de factores de reducción areal. aplicación a los estados de Durango y Tamaulipas. Recuperado de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/7055/tesis.pdf.pdf?sequence=1>

Simón, L. (1983). Hidráulica básica (1era ed.). México: Editorial Limusa. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/372105281/35-HIDRAULICA-BASICA-ANDREW-L-SIMON-1983-pdf>

Torres, A. (2004). Apuntes de clase sobre hidrología urbana (1era ed.). Colombia: Editorial Pontifica Universidad Javeriana.

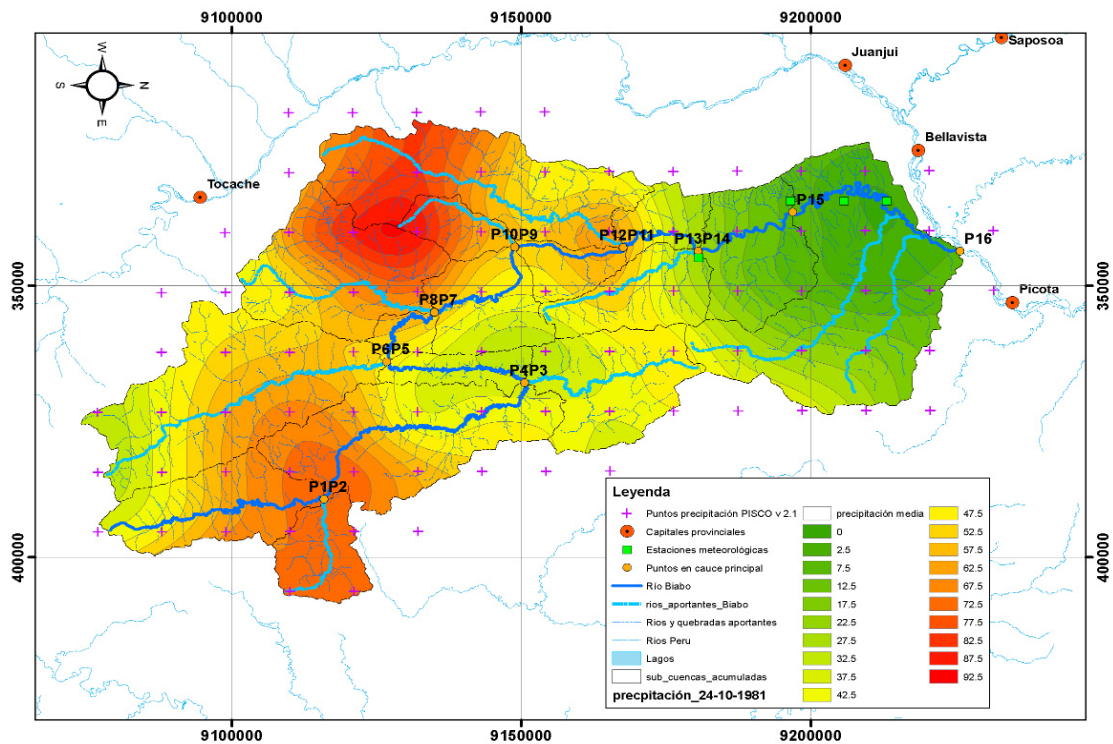
Villón, M. (2006) Hidrología Estadística (1era ed.). Instituto Tecnológico de Costa Rica. Escuela de Ingeniería Agrícola.

ANEXOS

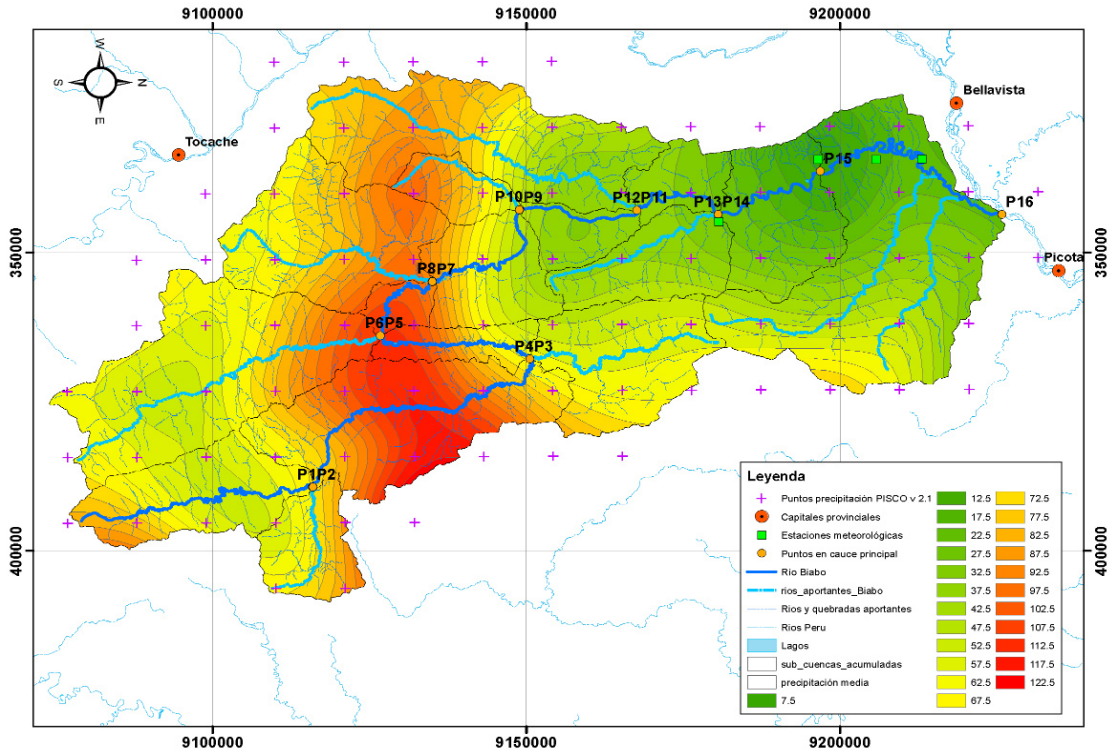
Anexo 1: Isoyetas de precipitación diaria

En este anexo se muestra la distribución de la lluvia máxima por cada año para el periodo 1981-2016 en la cuenca del río Biabo, usando los valores grillados del estudio de precipitación PISCO v2.1.

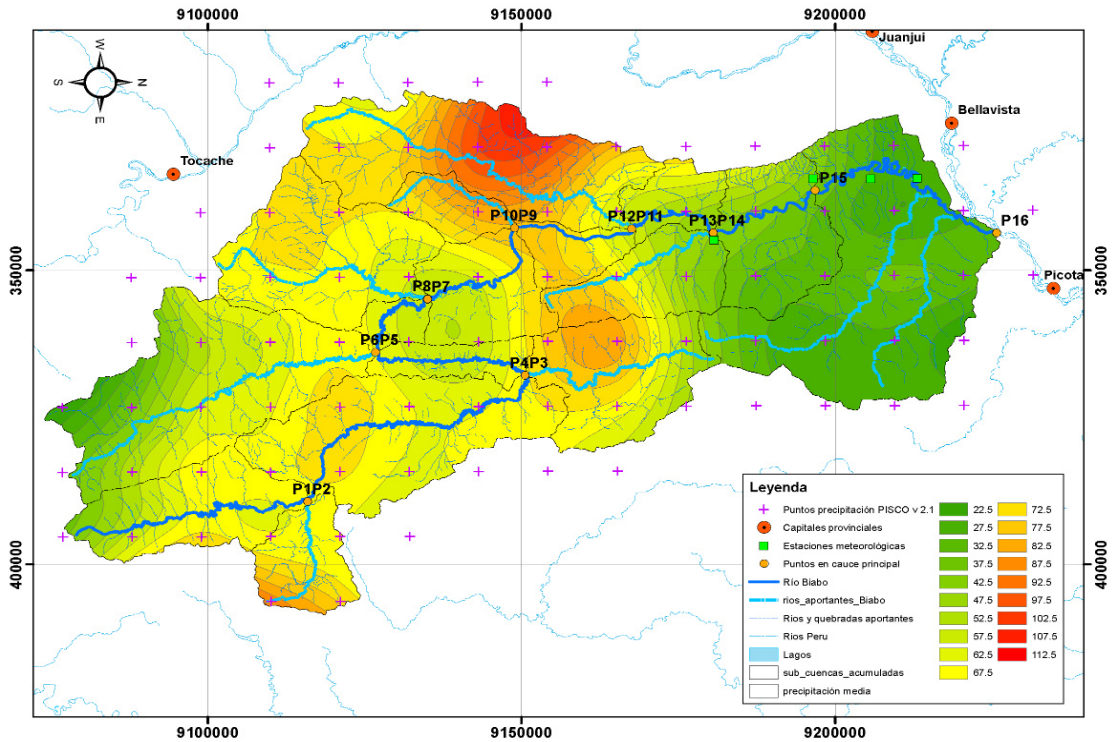
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 24/10/1981. Fuente: elaboración propia.



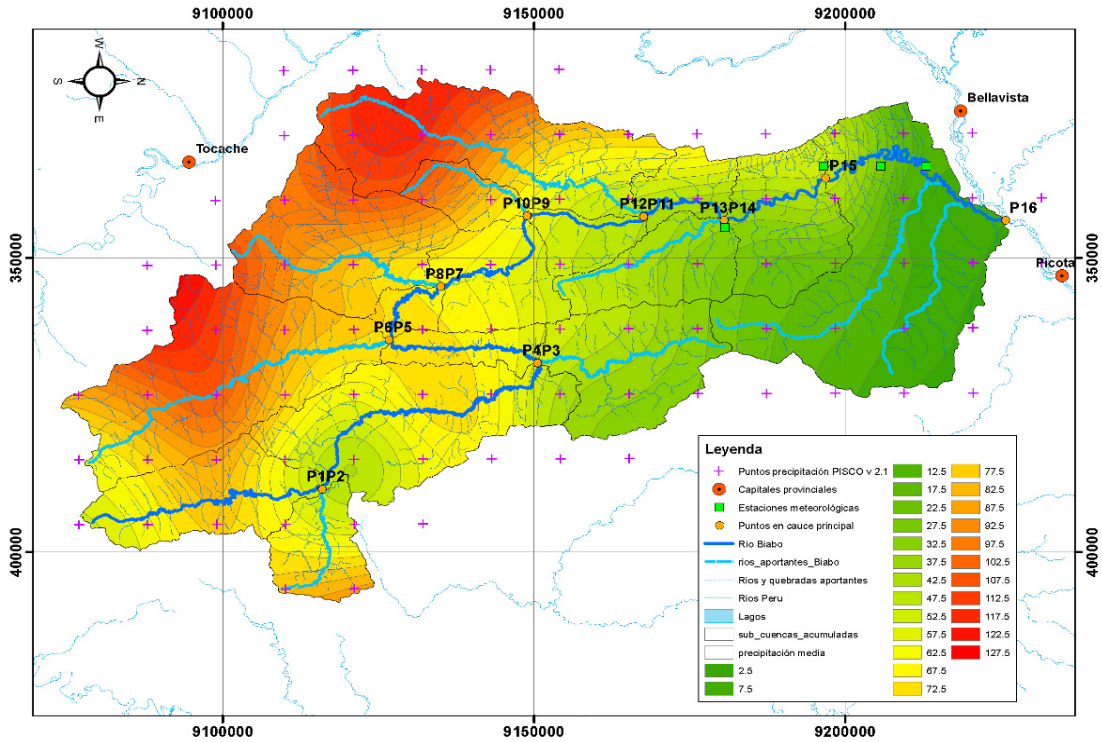
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 18/2/1982. Fuente: elaboración propia.



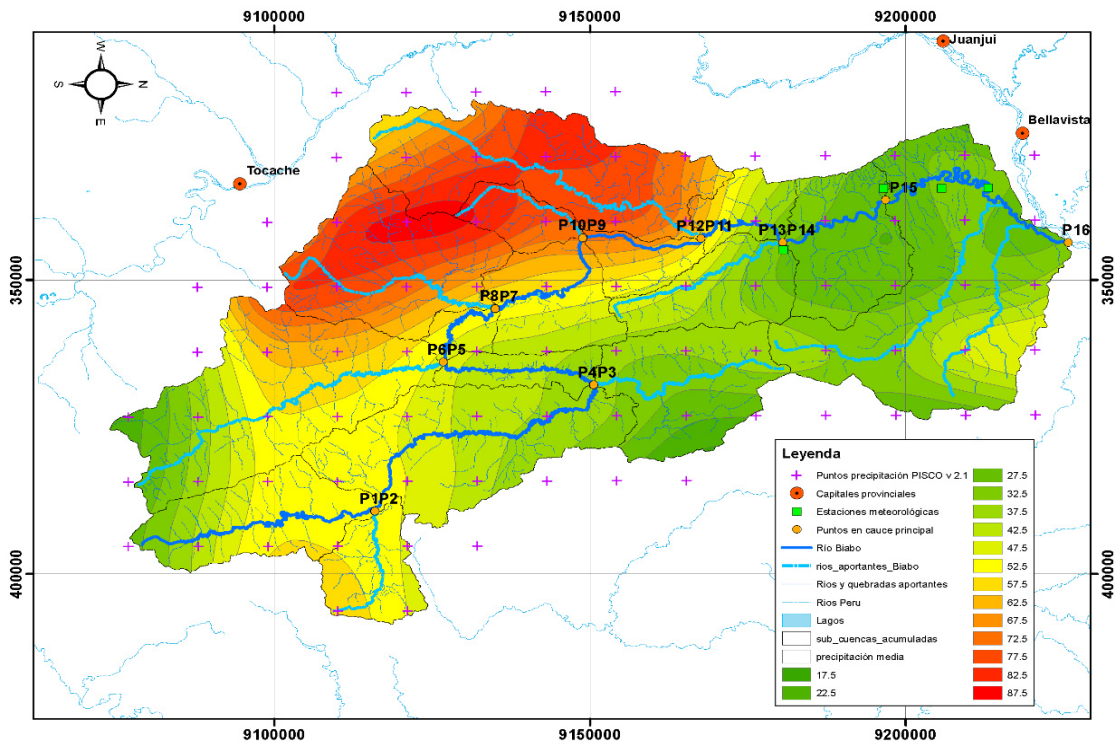
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 9/3/1983. Fuente: elaboración propia.



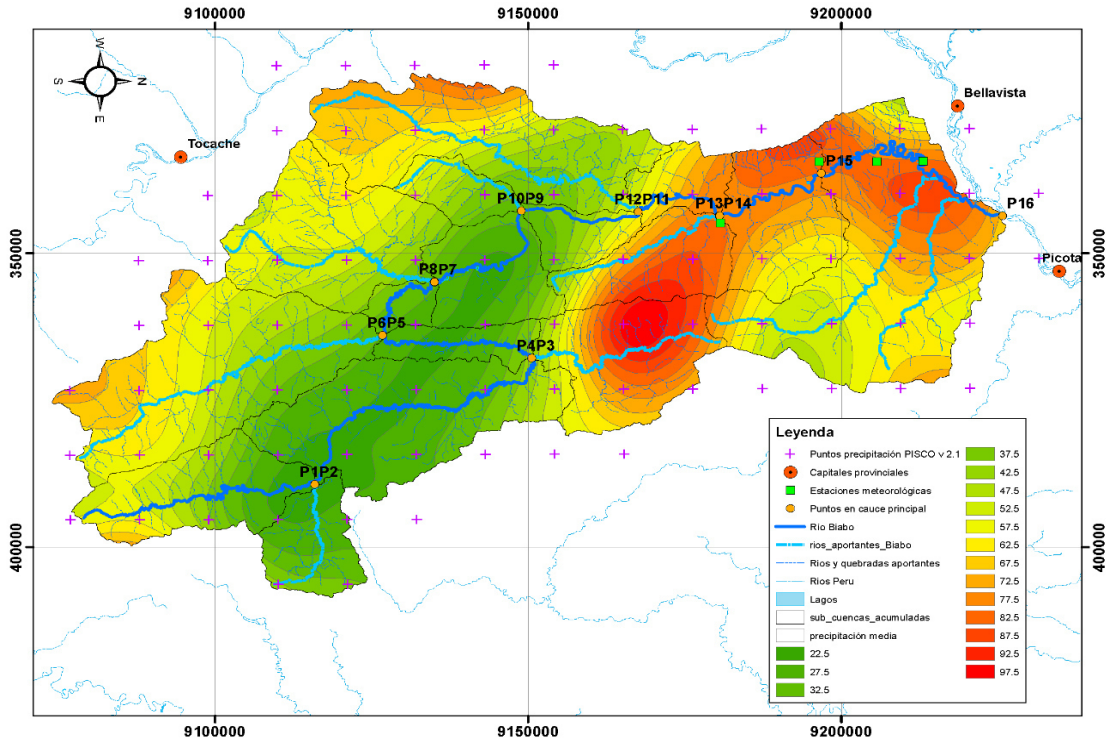
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 23/11/1984. Fuente: elaboración propia.



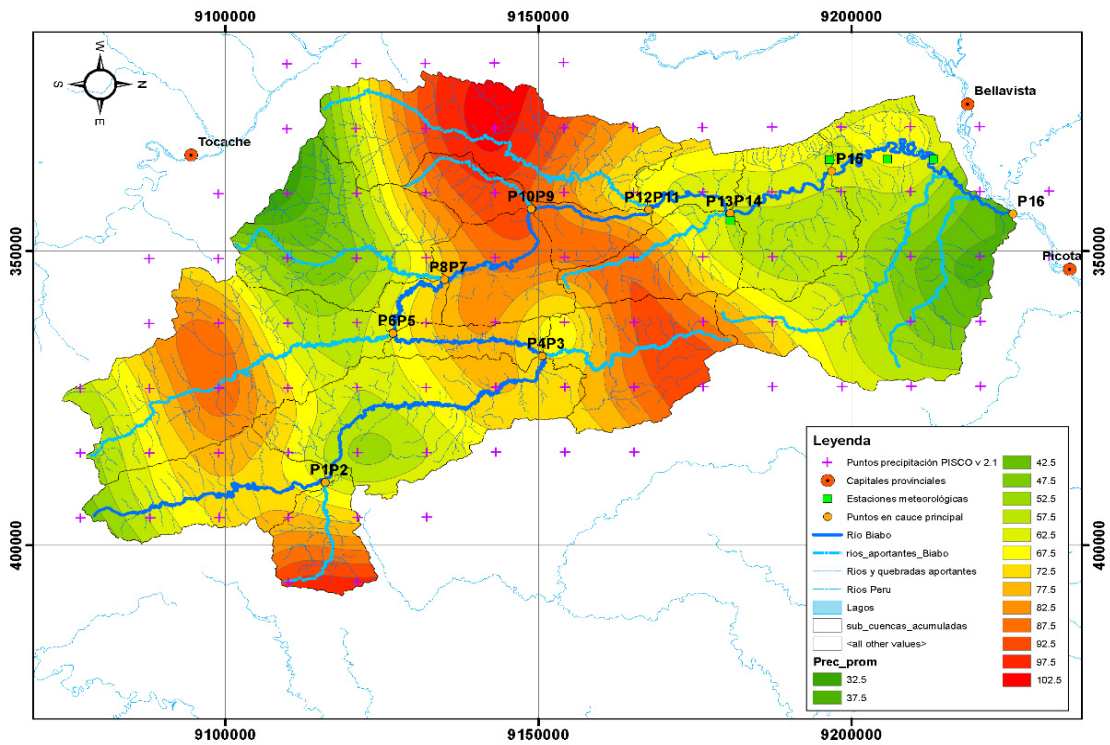
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 4/10/1985. Fuente: elaboración propia.



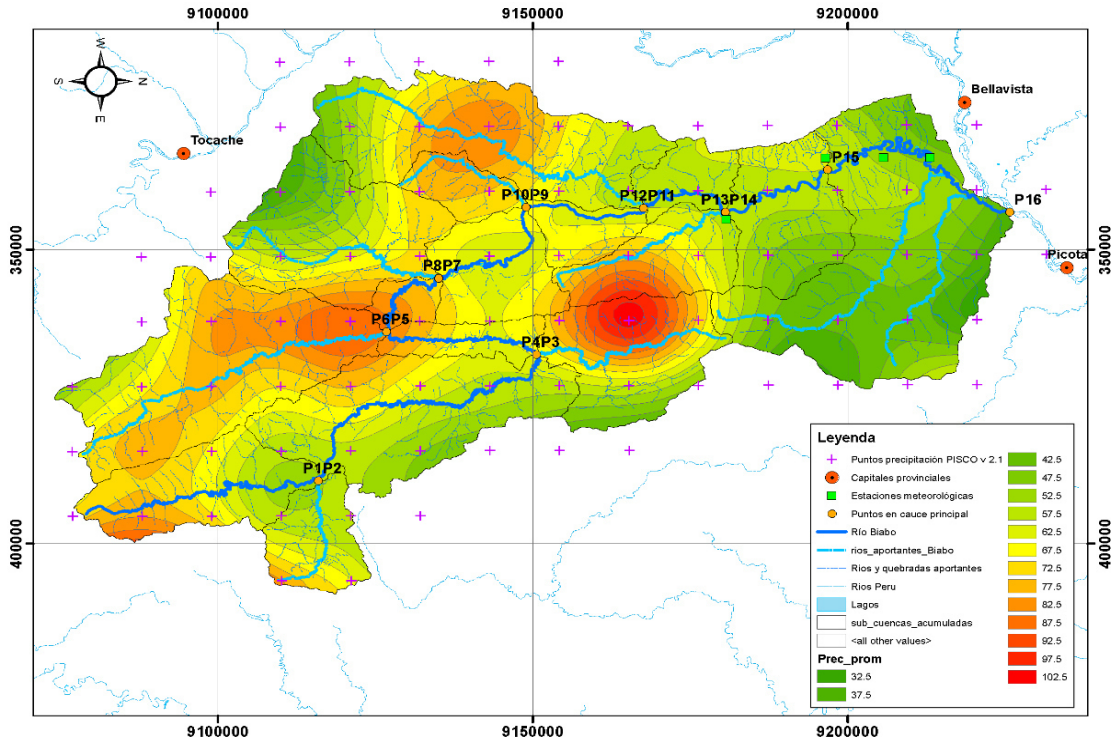
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 18/3/1986. Fuente: elaboración propia.



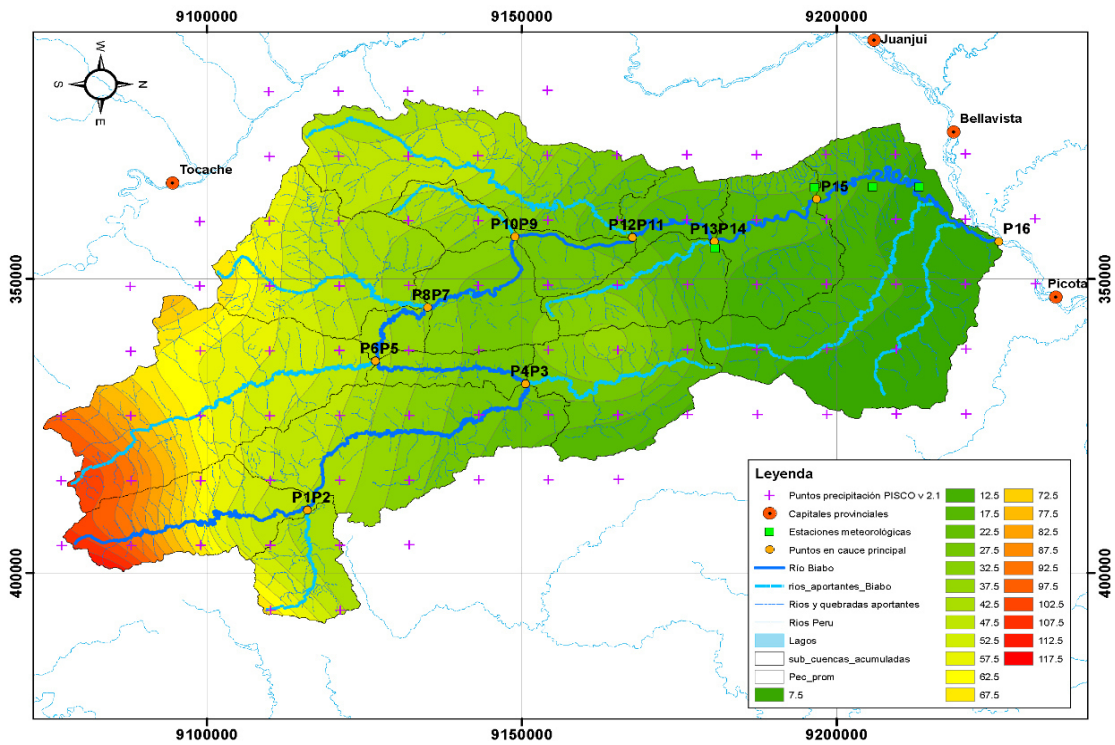
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 26/11/1987. Fuente: elaboración propia.



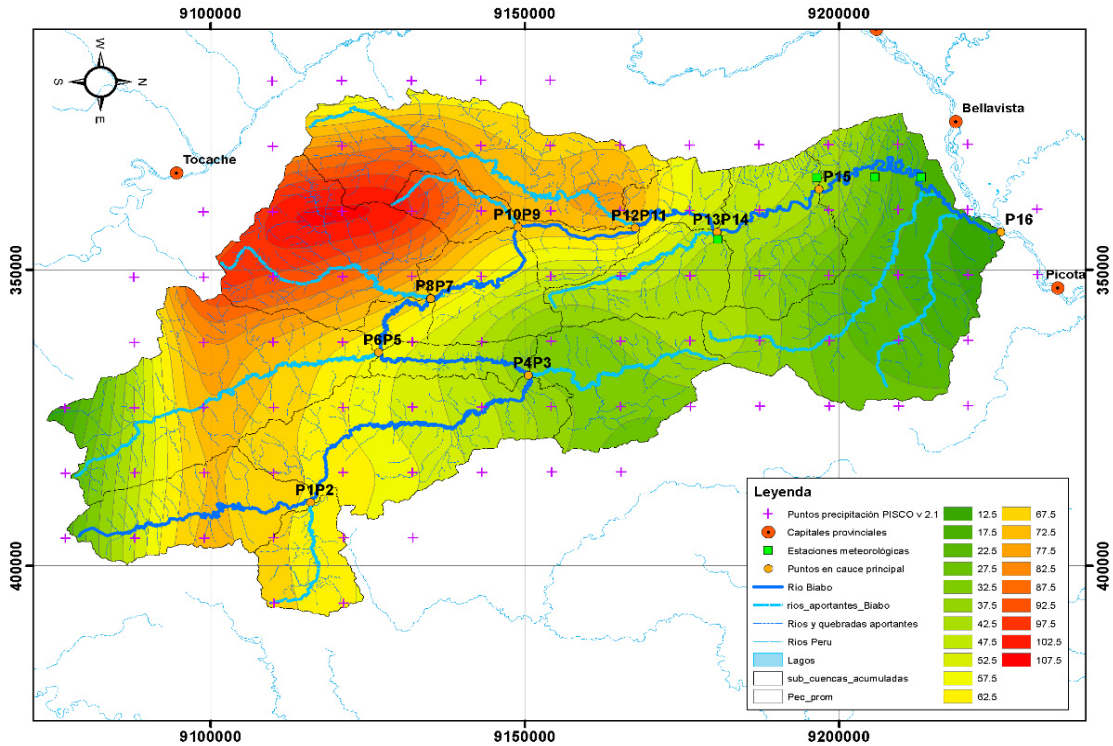
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 2/3/1988. Fuente: elaboración propia.



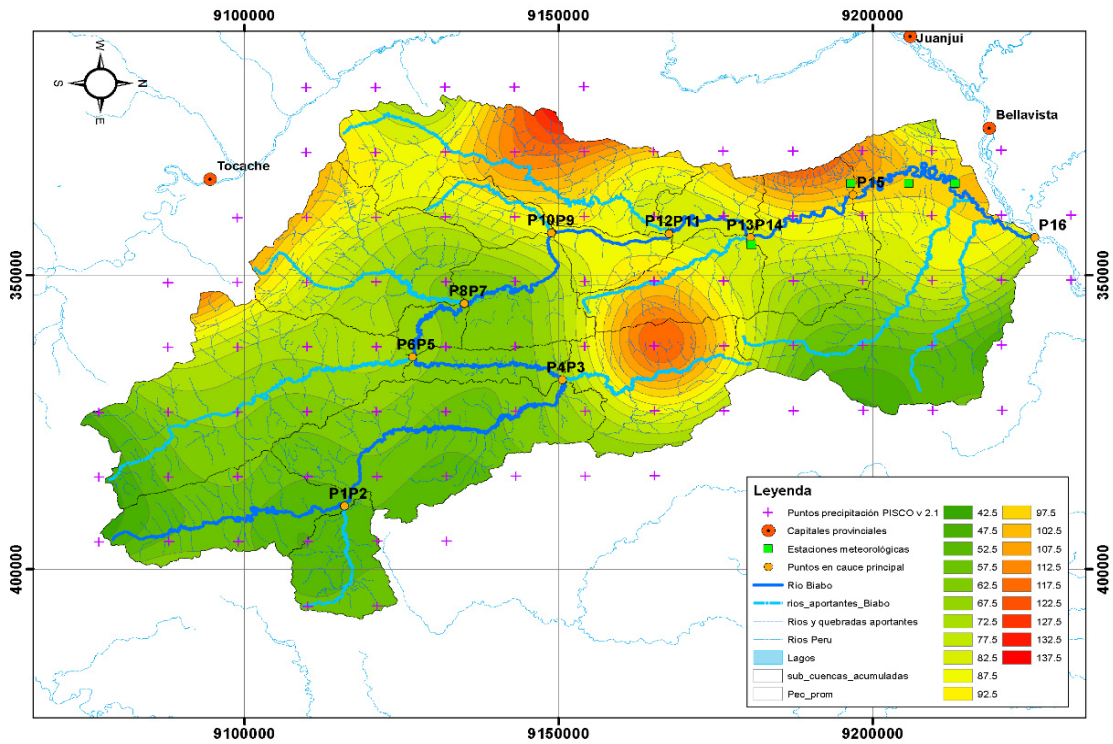
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 7/3/1989. Fuente: elaboración propia.



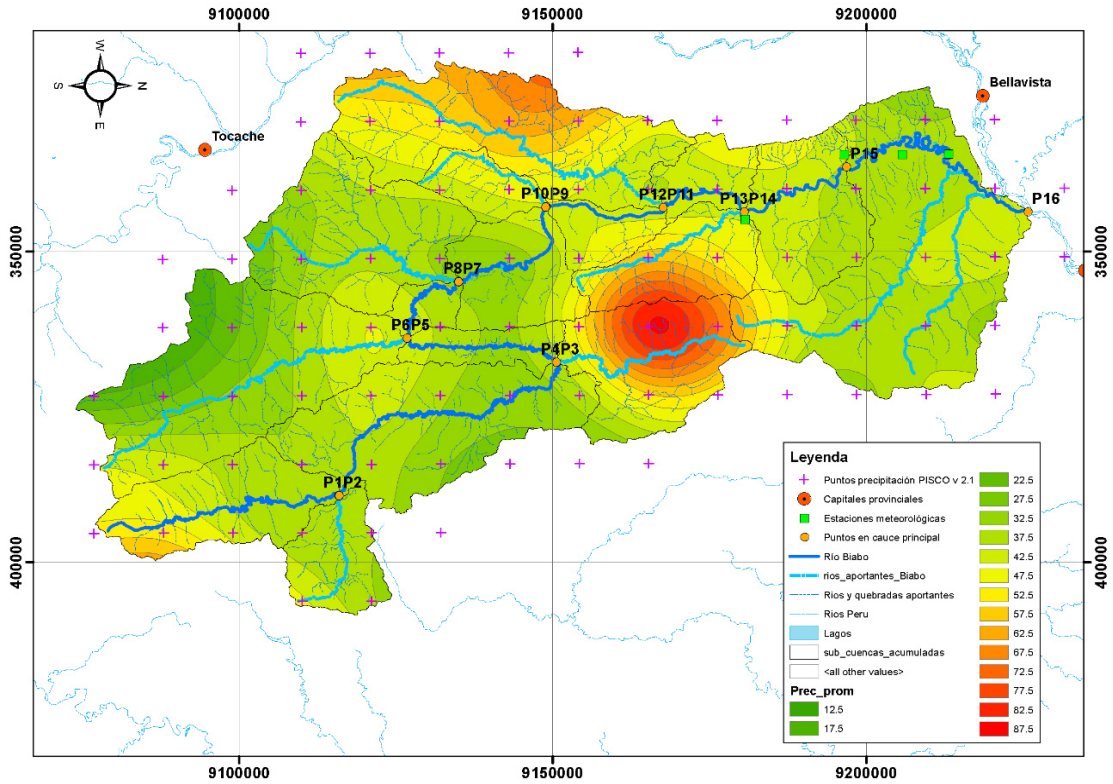
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 4/10/1990. Fuente: elaboración propia.



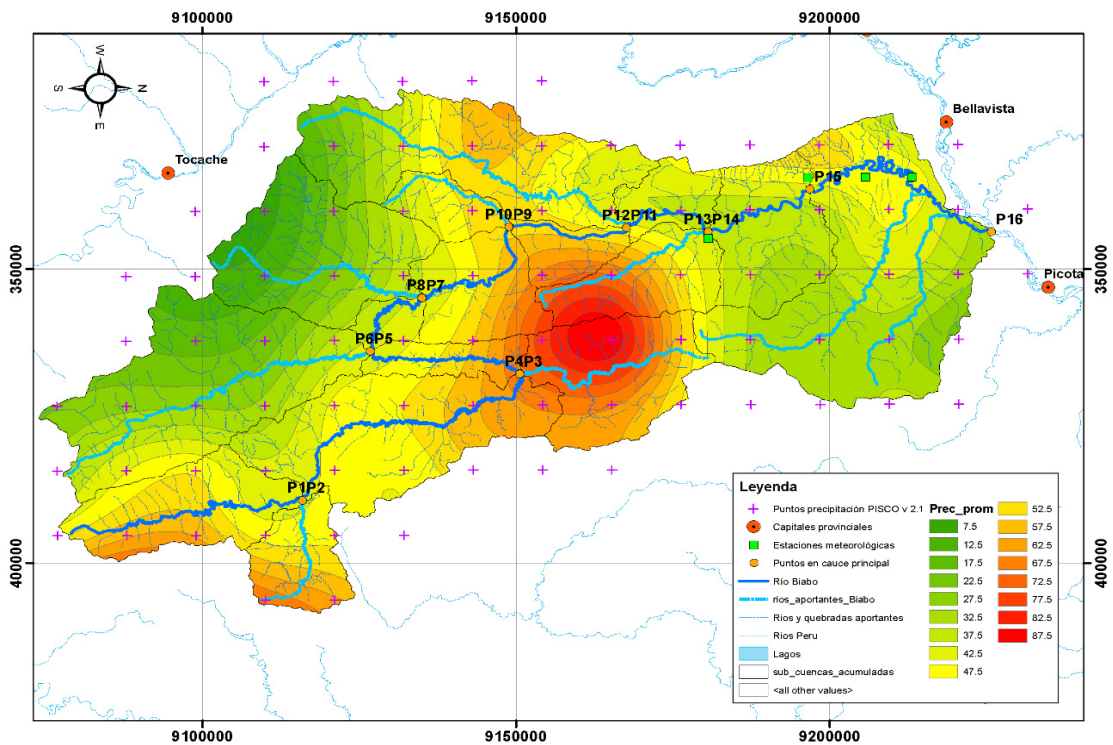
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 4/3/1991. Fuente: elaboración propia.



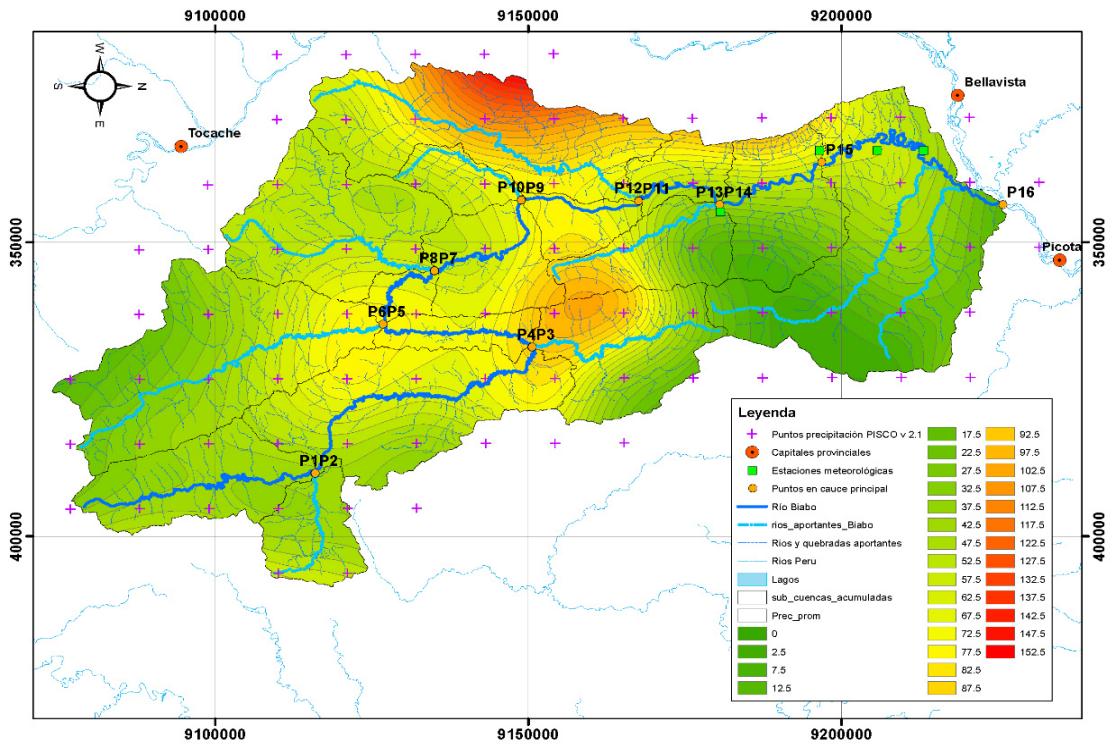
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 17/3/1992. Fuente: elaboración propia.



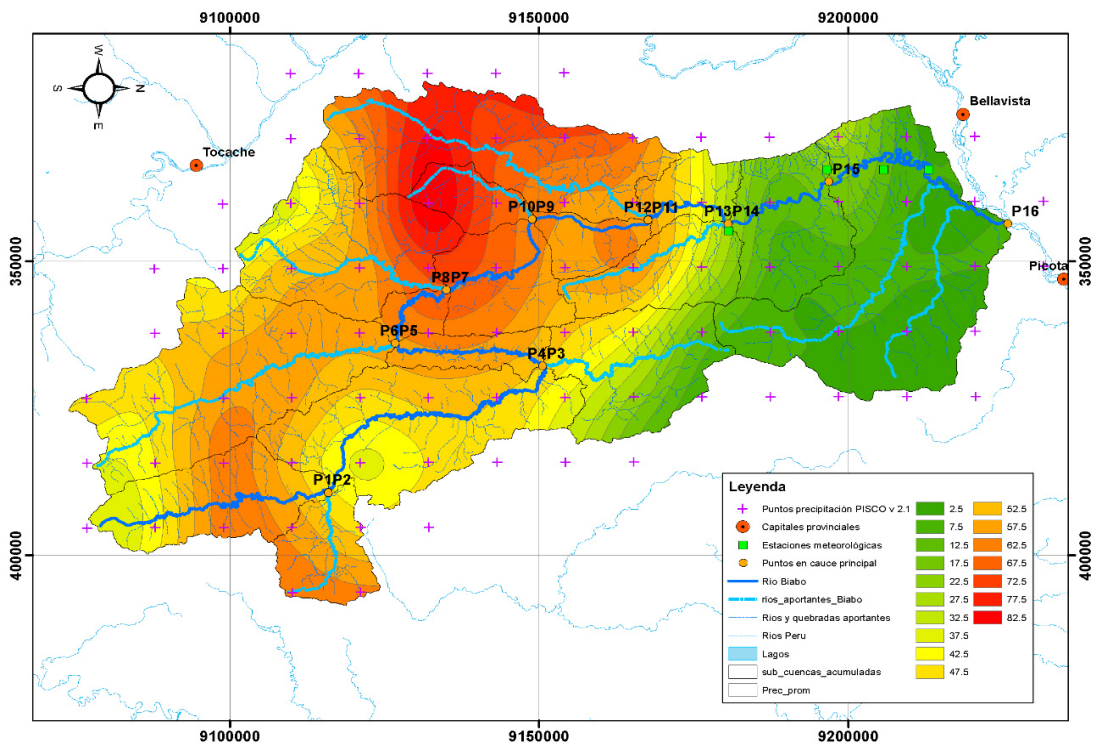
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 27/3/1993. Fuente: elaboración propia.



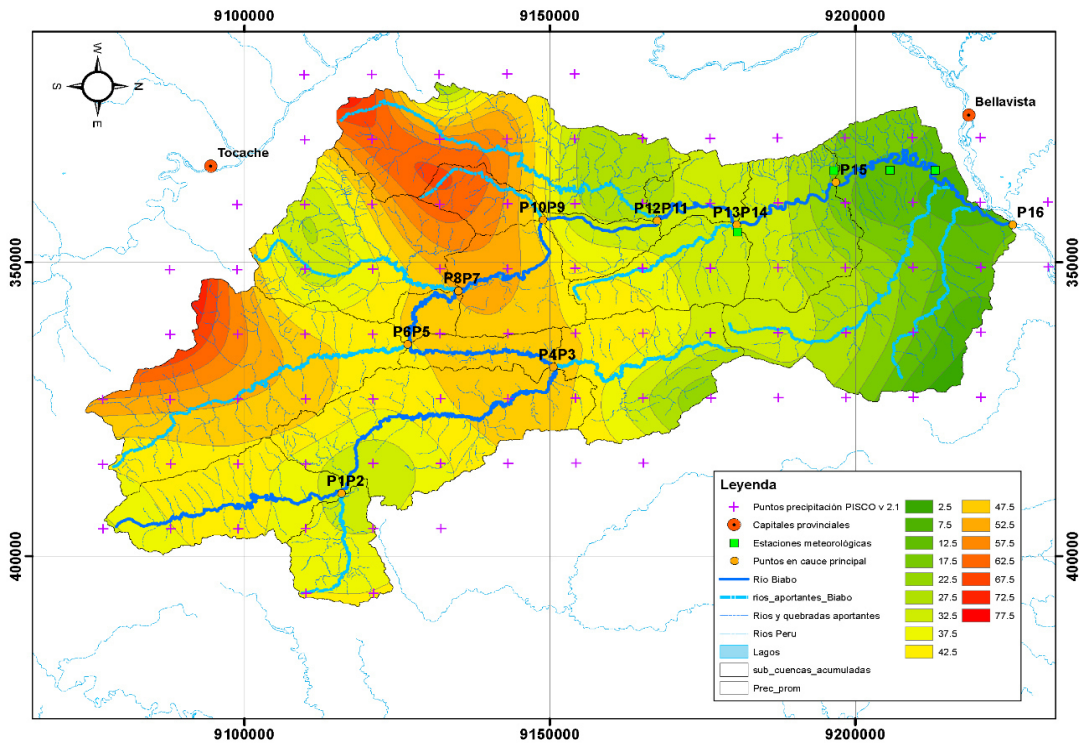
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 6/3/1994. Fuente: elaboración propia.



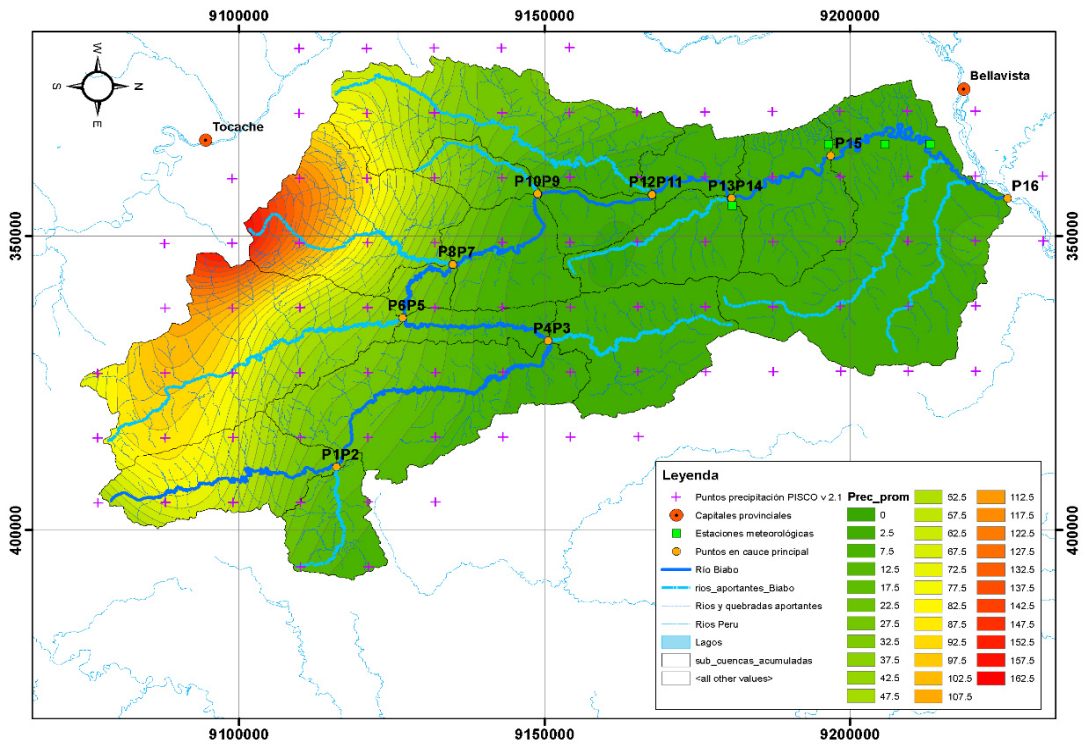
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 13/11/1995. Fuente: elaboración propia.



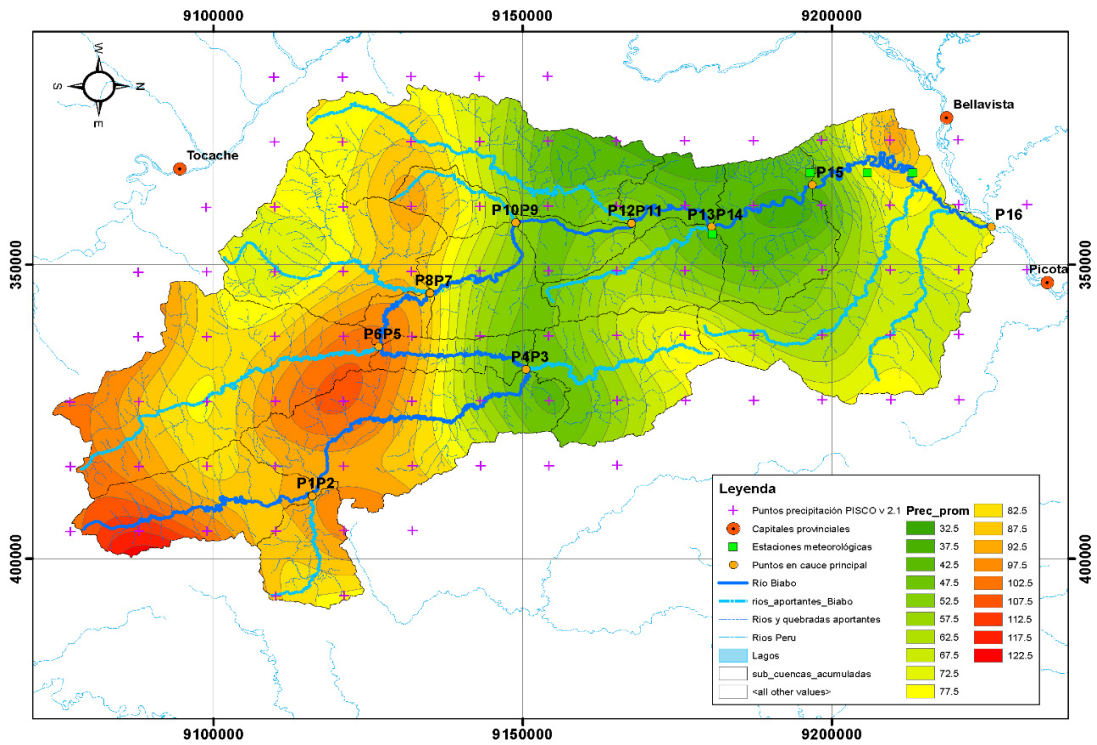
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 5/11/1996. Fuente: elaboración propia.



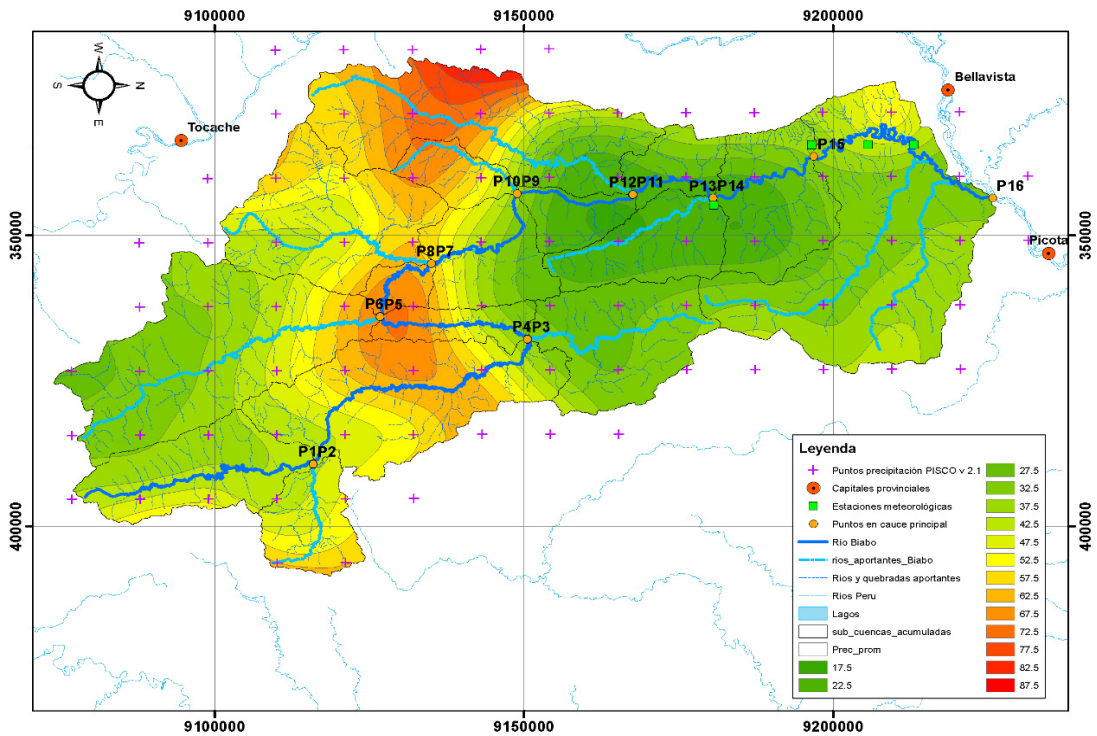
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 25/9/1997. Fuente: elaboración propia.



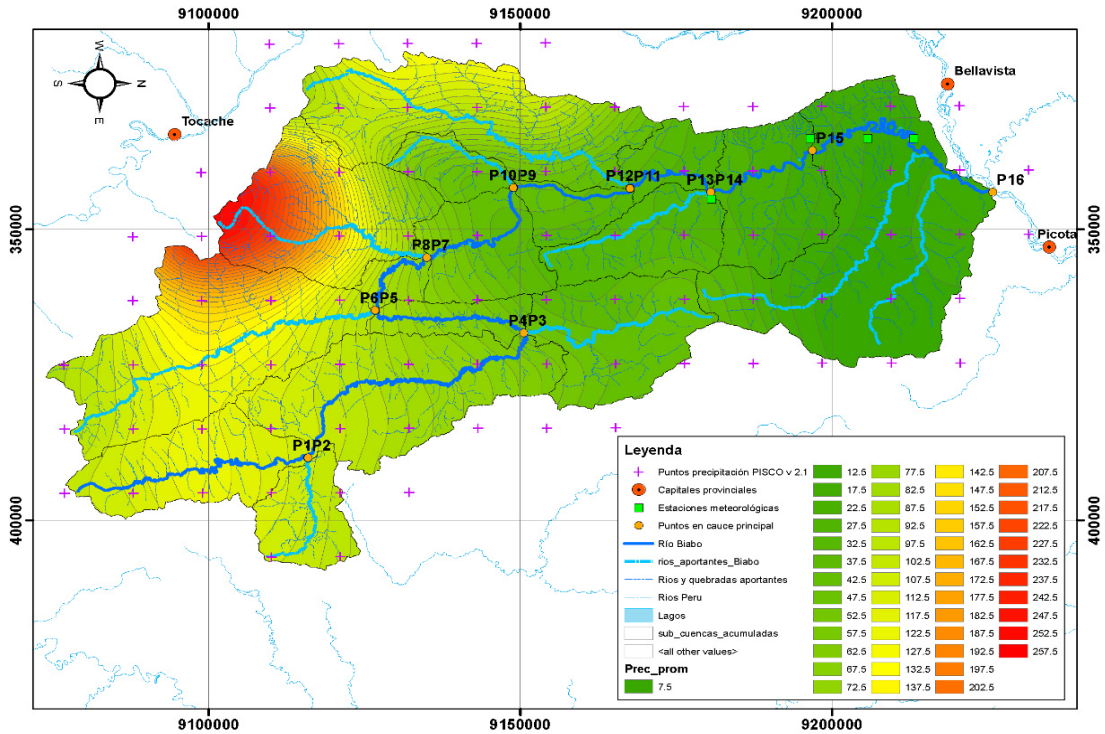
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 11/2/1998. Fuente: elaboración propia.



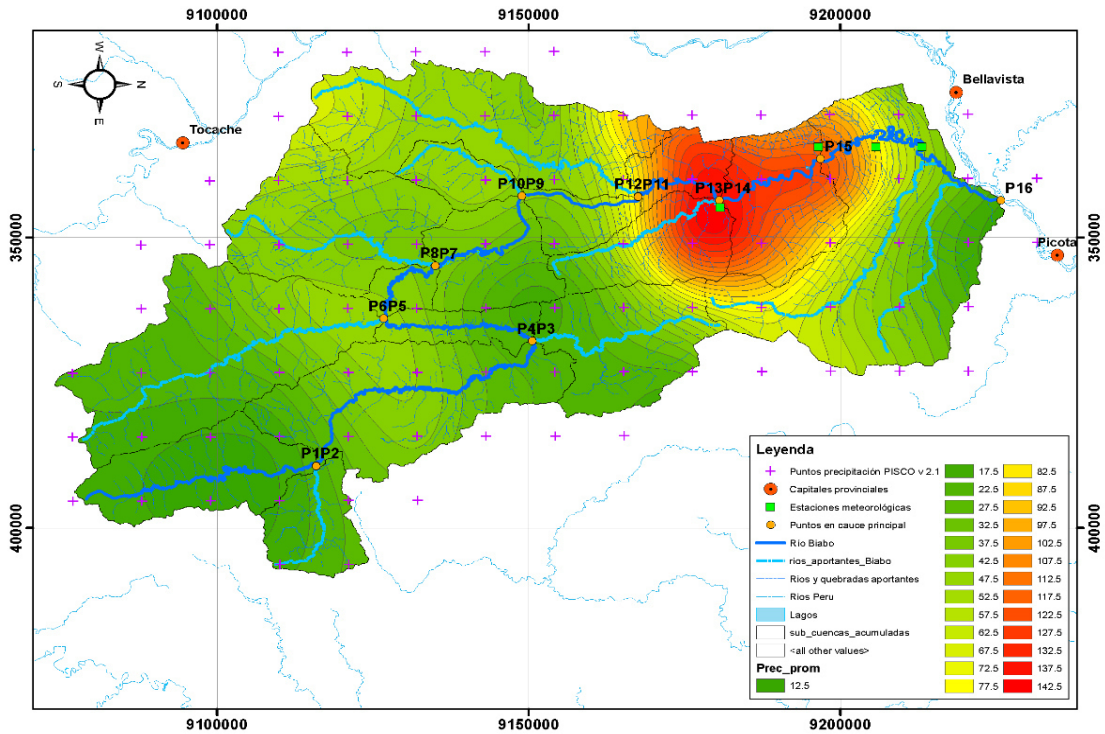
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 17/2/1999. Fuente: elaboración propia.



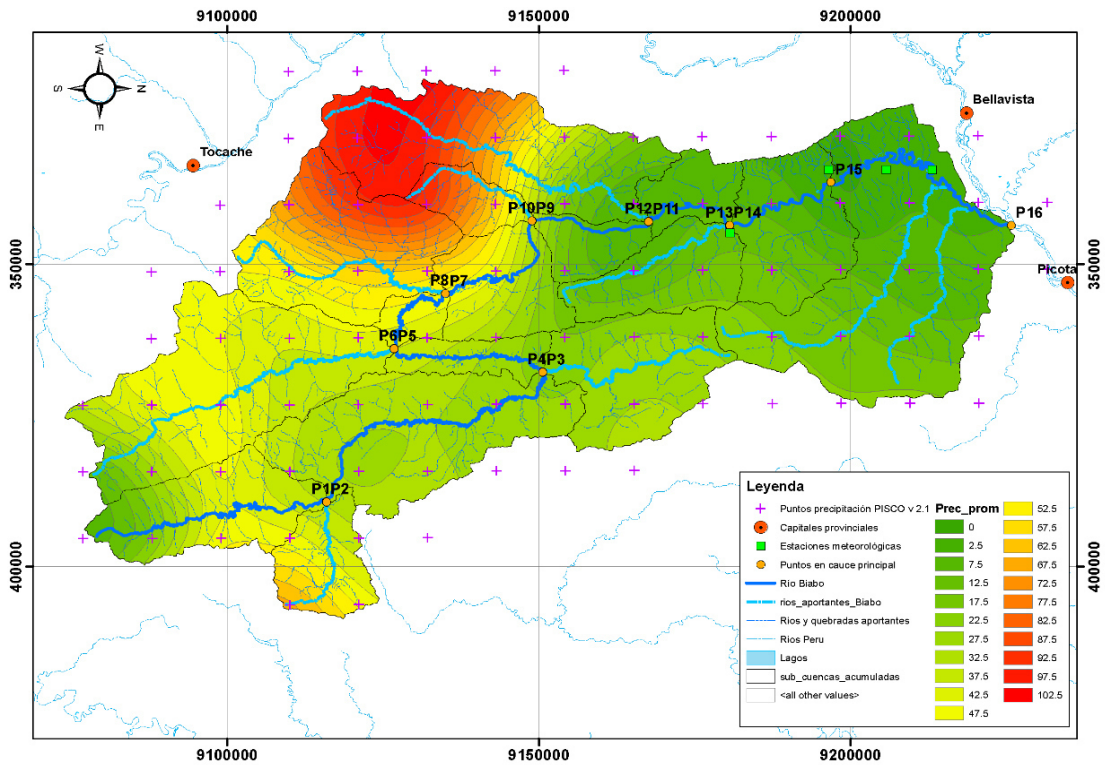
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 25/10/2000. Fuente: elaboración propia.



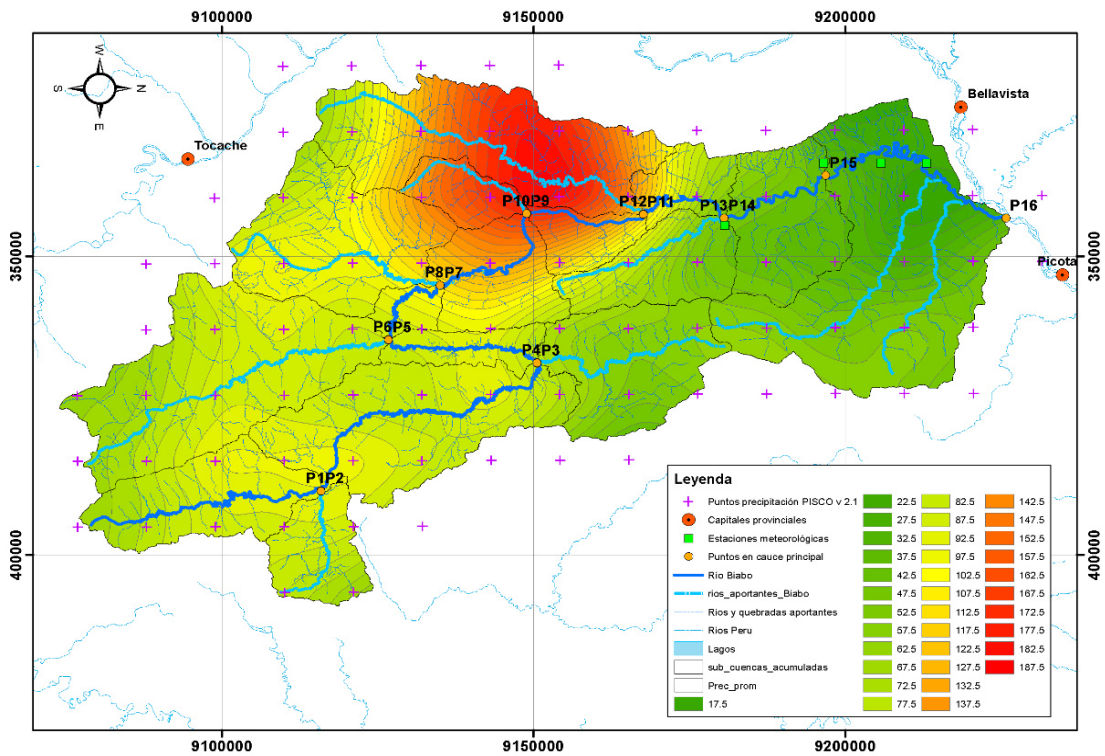
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 10/1/2001. Fuente: elaboración propia.



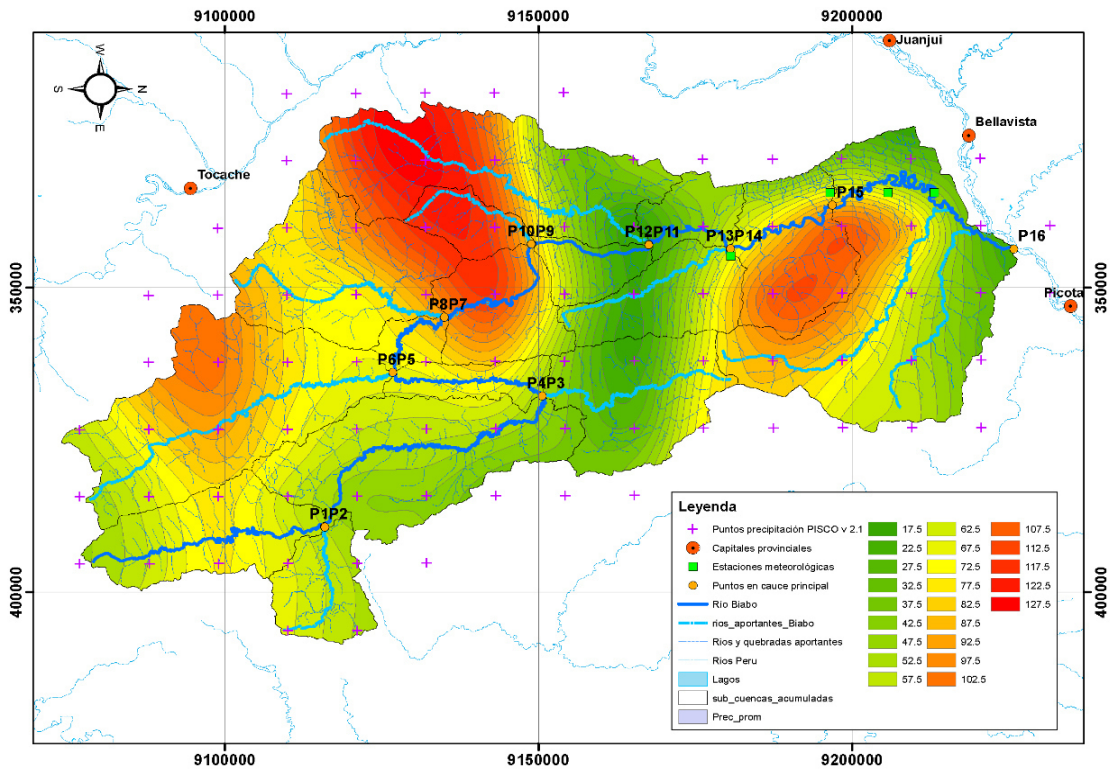
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 13/11/2002. Fuente: elaboración propia.



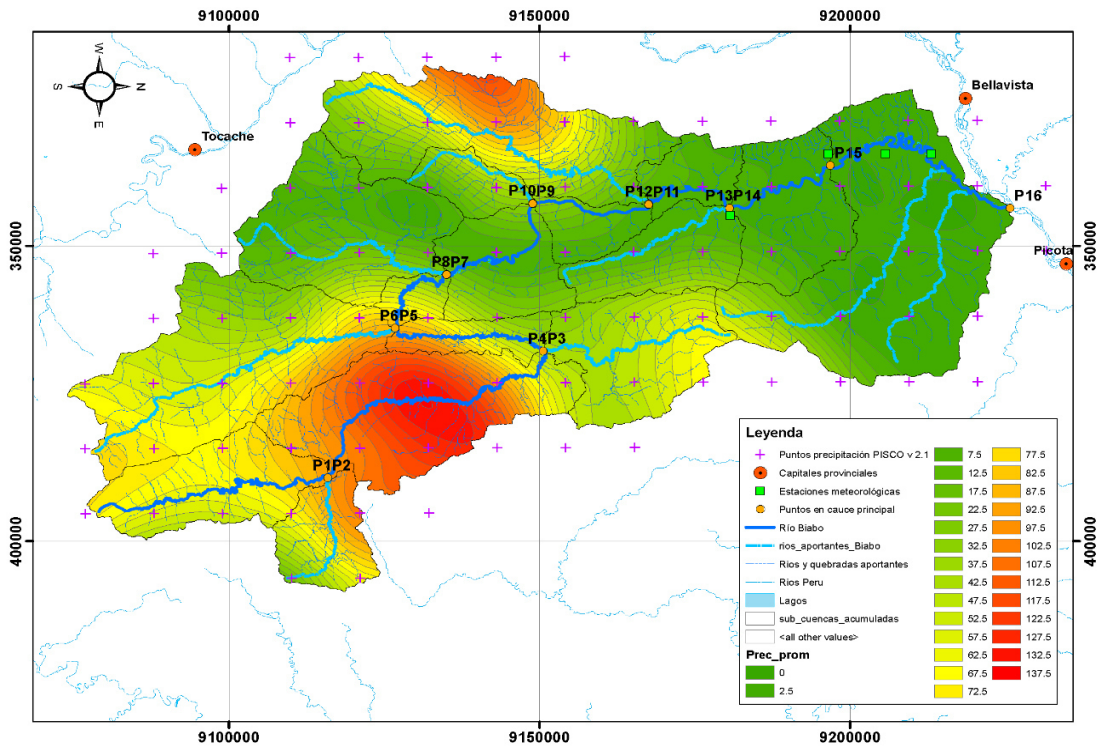
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 11/10/2003. Fuente: elaboración propia.



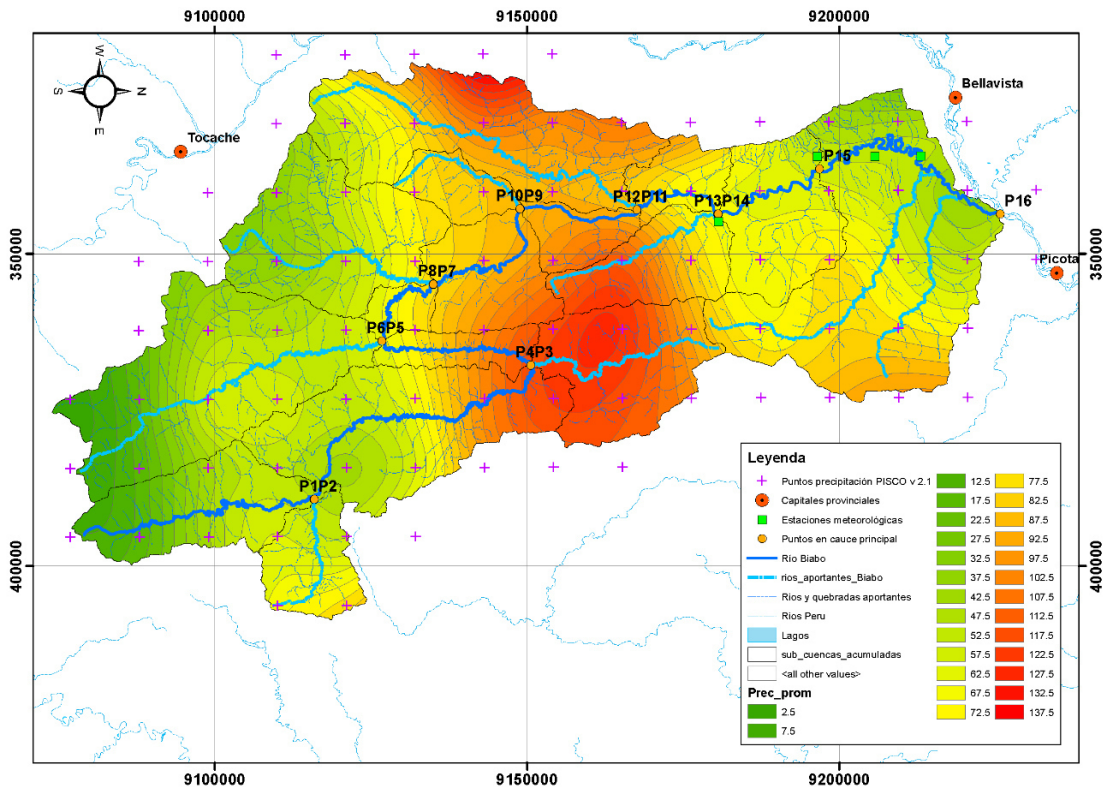
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 29/11/2004. Fuente: elaboración propia.



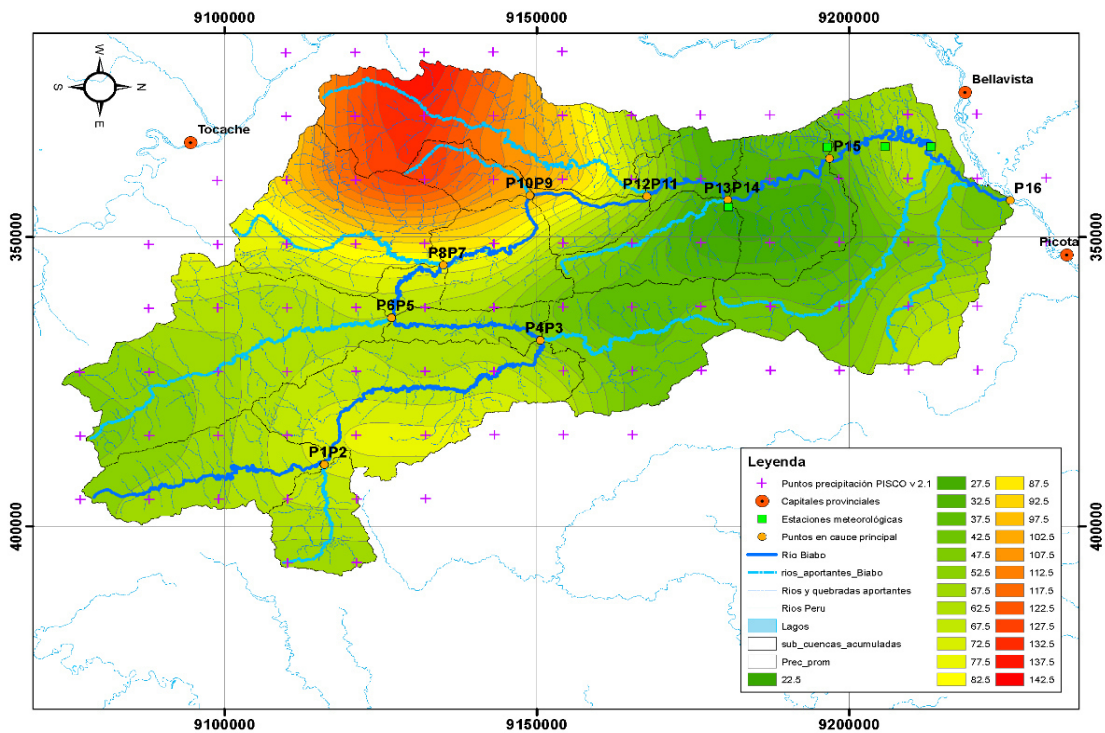
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 17/2/2005. Fuente: elaboración propia.



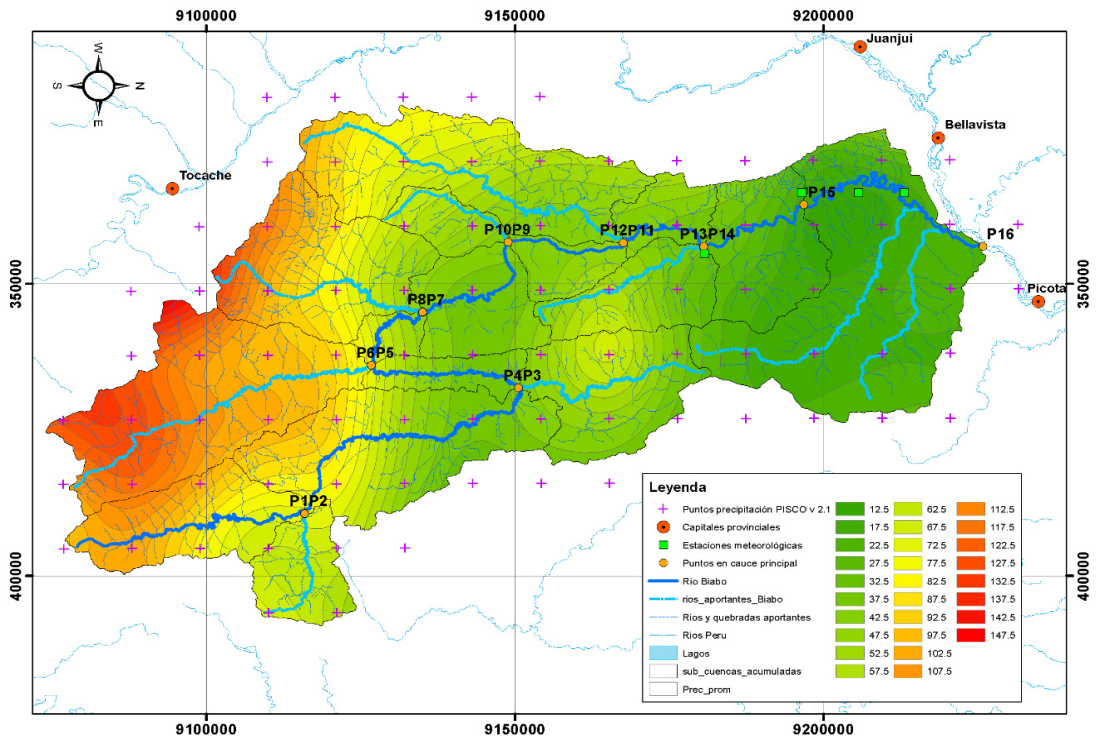
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 11/11/2006. Fuente: elaboración propia.



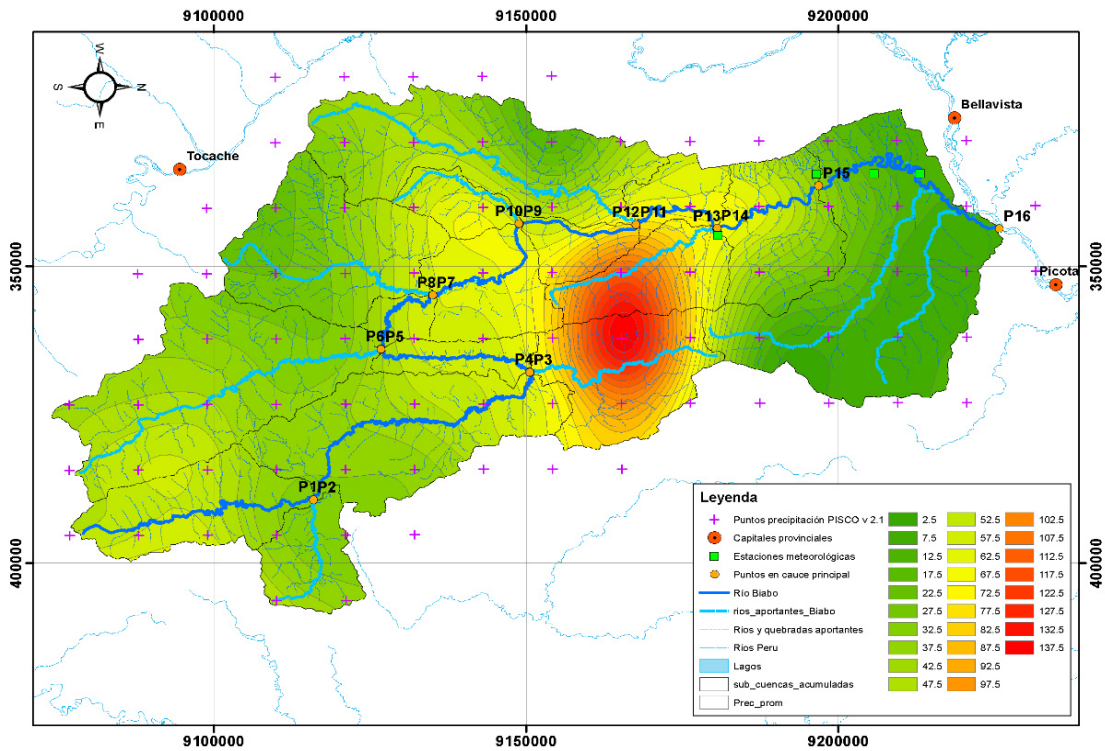
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 28/10/2007. Fuente: elaboración propia.



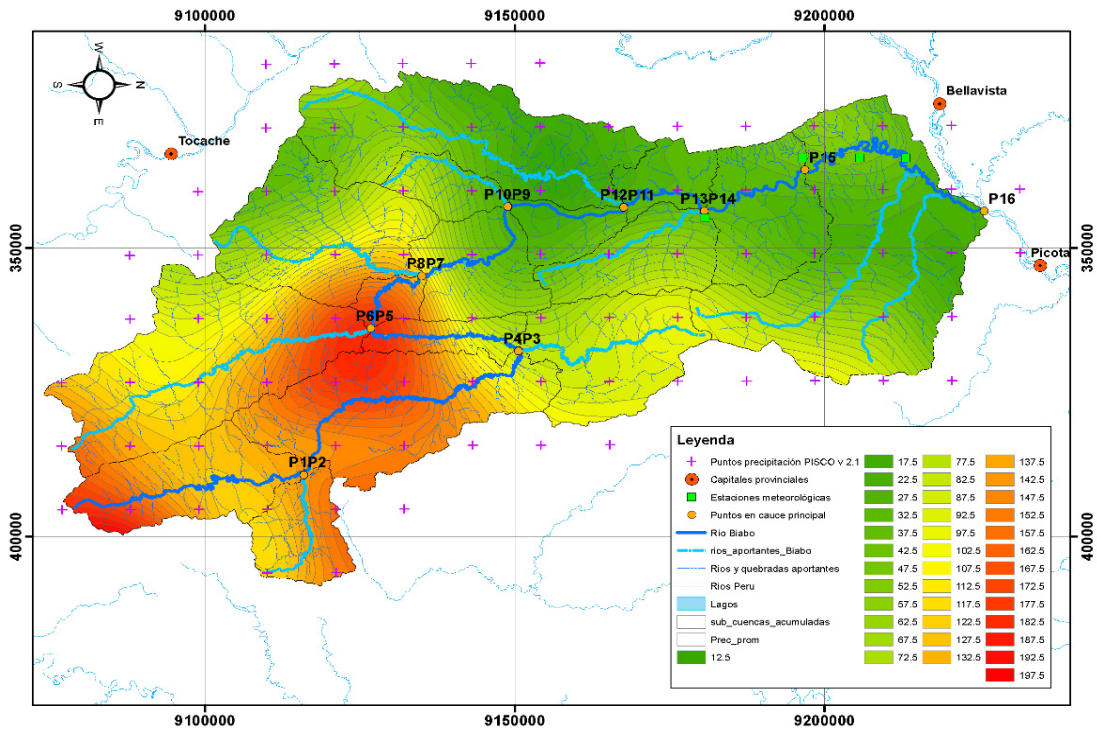
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 15/3/2008. Fuente: elaboración propia.



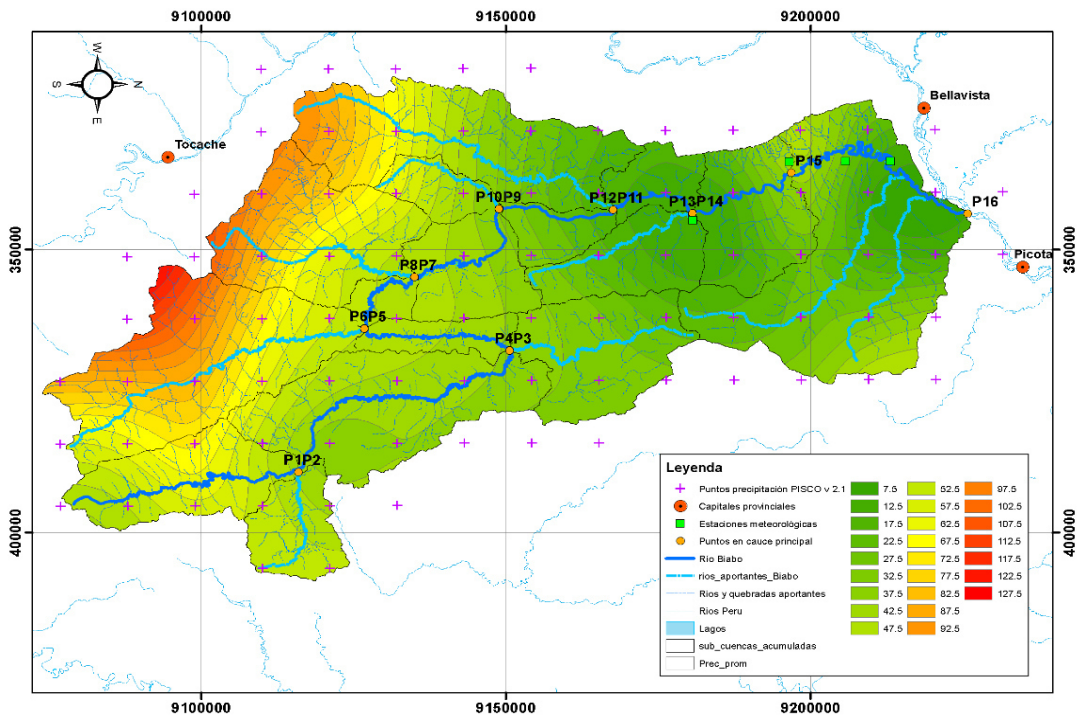
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 12/3/2009. Fuente: elaboración propia.



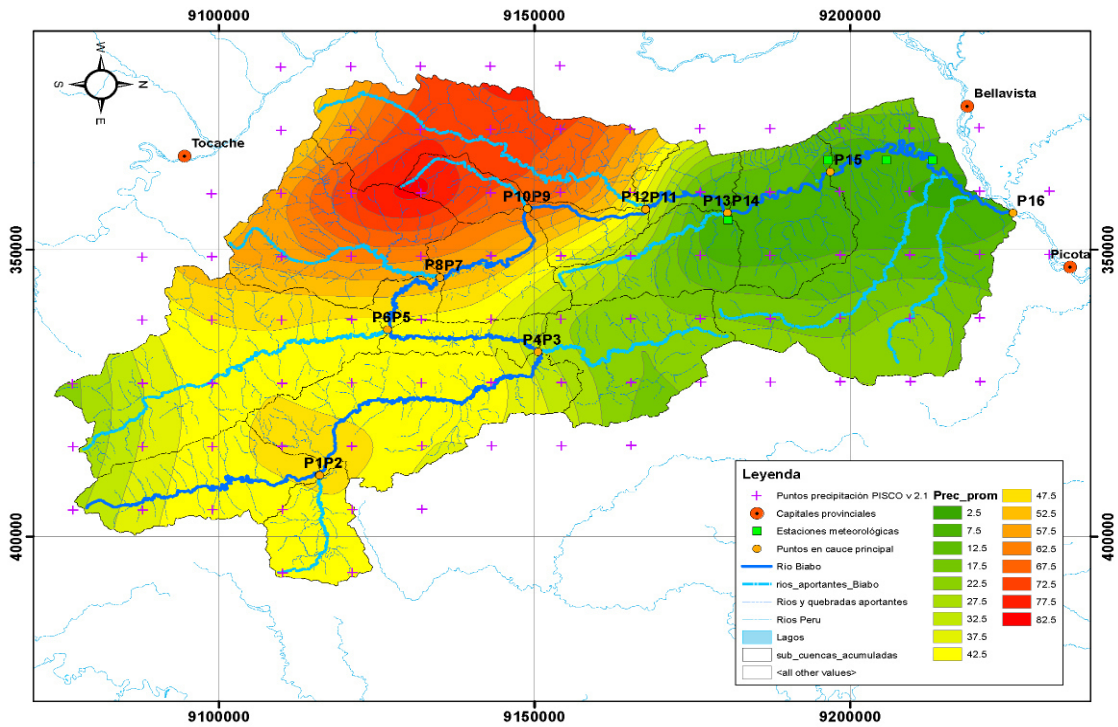
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 6/2/2010. Fuente: elaboración propia.



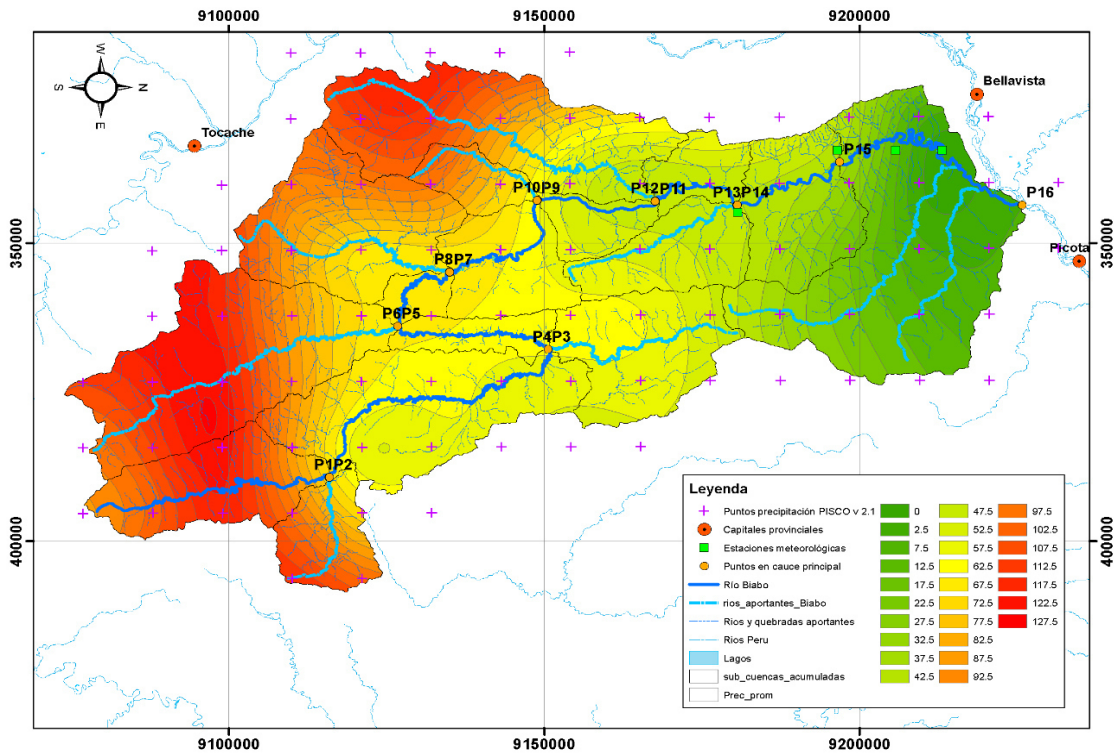
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 7/11/2011. Fuente: elaboración propia.



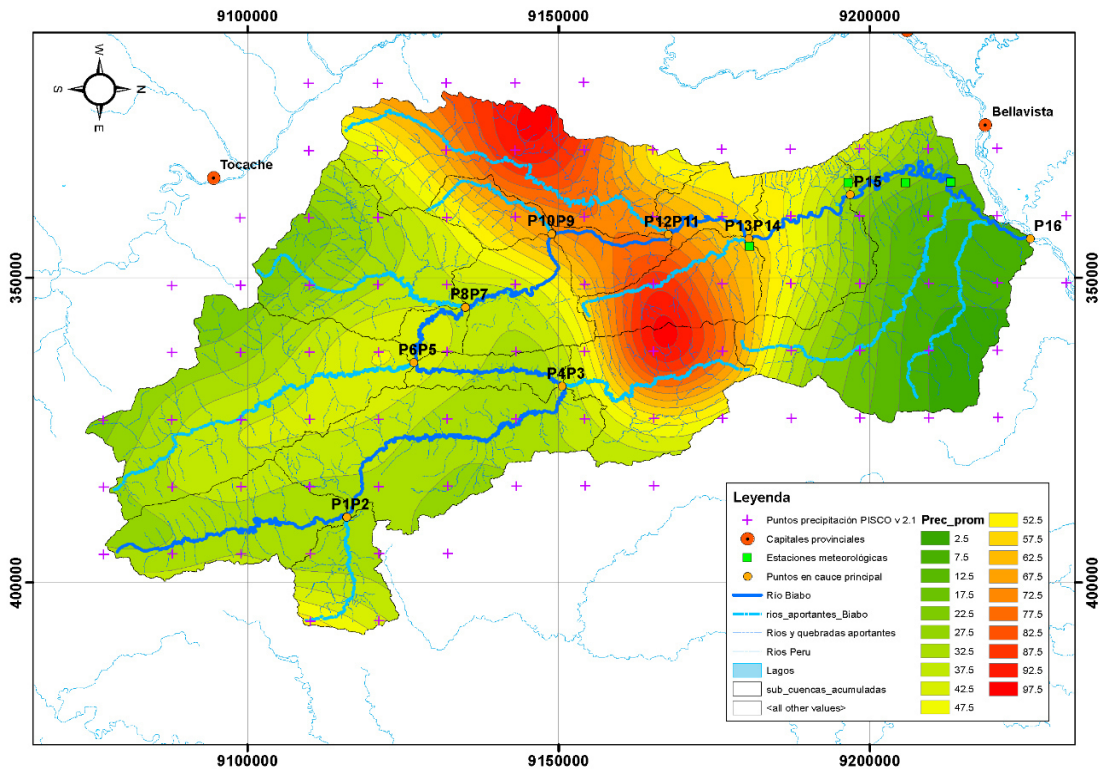
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 6/10/2012. Fuente: elaboración propia.



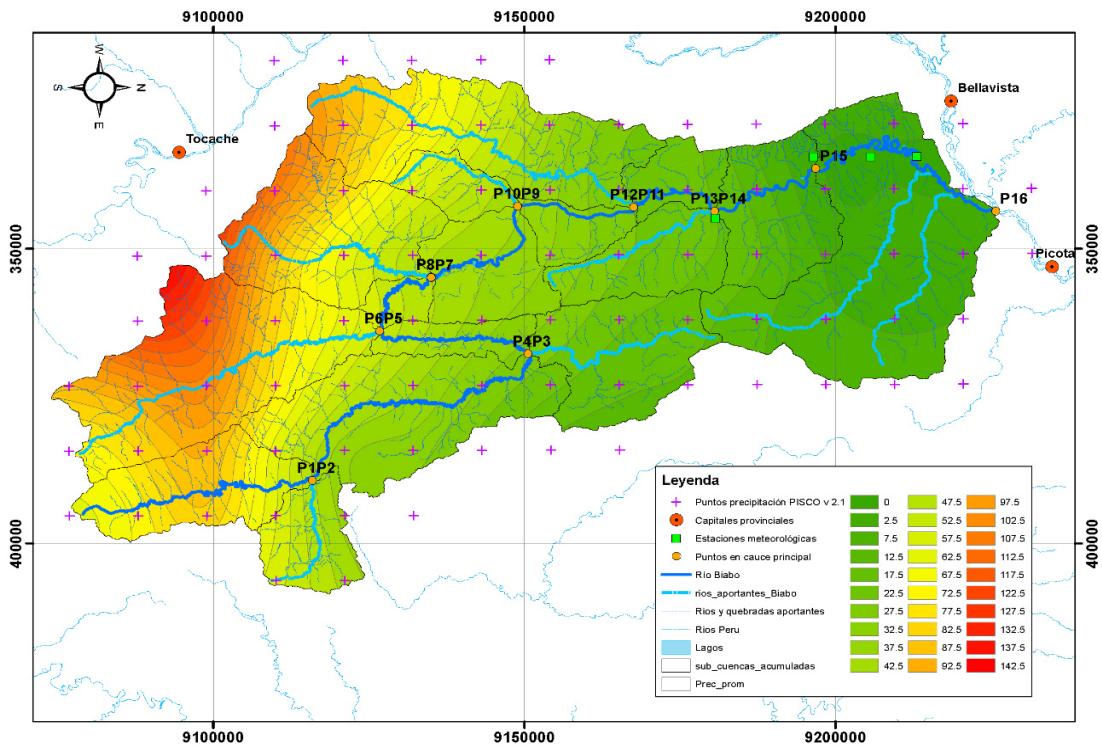
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 13/11/2013. Fuente: elaboración propia.



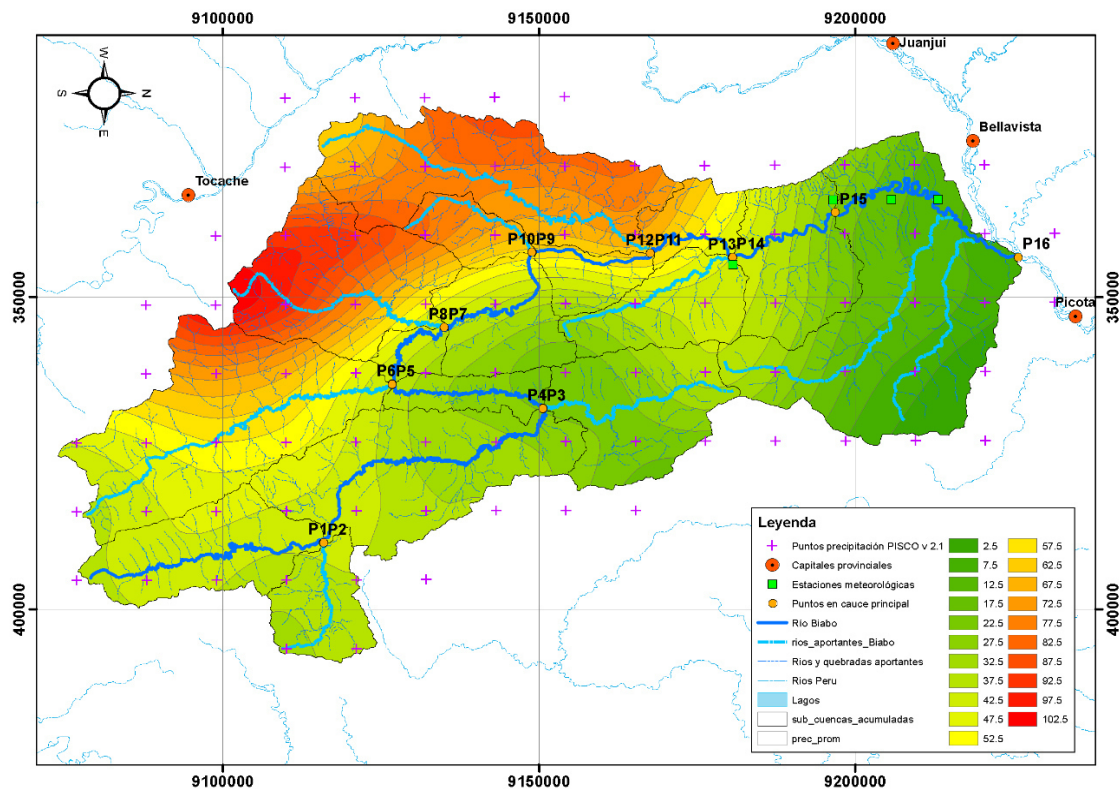
Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 25/3/2014. Fuente: elaboración propia.



Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 6/11/2015. Fuente: elaboración propia.



Distribución de las isoyetas de precipitación PISCO v 2.1 y puntos de estudio en el cauce principal del río Biabo para el 8/10/2016. Fuente: elaboración propia.



Anexo 2: Código fuente para crear la función interpolador para Visual Basic de Excel (VBA)

Para habilitar esta función se debe crear un archivo macro de Excel y apretar las teclas alt +11 ir a la pestaña insertar y escoger la opción modulo y pegar el código ahí. Esta función fue muy impórtate para poder automatizar los datos de las gráficas digitalizadas. Lo que hace este código fuente es interpolar linealmente entre dos pares ordenados de data de puntos próximos por ende si se extraer valores más próximos de una data los resultados serán mejores.

Function INTERPOLAR(valor_buscado **As Double**, matriz_buscar_en **As Range**, matriz_resultado **As Range**) **As Double**

```
nElementos = matriz_buscar_en.Count
```

```
For i = 1 To nElementos - 1
```

```
    If valor_buscado >= matriz_buscar_en(i) And valor_buscado <= matriz_buscar_en(i  
+ 1) Then
```

```
        a = matriz_buscar_en(i)
```

```
        b = matriz_buscar_en(i + 1)
```

```
        m = matriz_resultado(i)
```

```
        n = matriz_resultado(i + 1)
```

```
        x = valor_buscado
```

```
        INTERPOLAR = m + (m - n) / (a - b) * (x - a)
```

```
    Exit Function
```

```
    ElseIf valor_buscado <= matriz_buscar_en(i) And valor_buscado >=  
matriz_buscar_en(i + 1) Then
```

```
        a = matriz_buscar_en(i)
```

```
        b = matriz_buscar_en(i + 1)
```

```
        m = matriz_resultado(i)
```

```
        n = matriz_resultado(i + 1)
```

```
        x = valor_buscado
```

```
        INTERPOLAR = m + (m - n) / (a - b) * (x - a)
```

```
    Exit Function
```

```
Else
```

```
End If
```

```
Next
```

```
End Function
```

Anexo 3: Noticias de inundación y futuros proyectos en la cuenca del río Biabo

Para sustentar que existen graves inundaciones dentro de la cuenca del río Biabo se buscaron noticias de inundaciones, se pudo obtener reportes de los años 2007, 2009, 2011 y 2015. Así mismo se prevé la construcción de una central Hidroeléctrica.

Desborde del río Biabo marzo del 2007

El día martes 20 de marzo del 2007 Panamericana Televisión en su página web, detalló que hubo un desborde en la parte baja de la cuenca del río Biabo. **Fuente:**

<https://panamericana.pe/nacionales/40777>

The screenshot shows the Panamericana.pe website interface. At the top, there's a navigation bar with categories like TV, POLÍTICA, PERÚ, MUNDO, DEPORTES, CIENCIA, and EXCLUSIVO. A date bar indicates 'Domingo 23 de Diciembre del 2018' and '11:30 AM'. The main headline reads 'UNAS OCHO LOCALIDADES AFECTADAS DEJA DESBORDE DE RÍO BIAVO EN SAN MARTÍN' with the subtext 'Martes, 20 de marzo del 2007'. Below the headline is a large image of the Panamericana logo. To the right, there's a sidebar with flight deals for LATAM Airlines to Tarapoto, Juliaca, and Jaen. At the bottom, there's a section for 'CONSERVATORIO DE MÚSICA' and a 'WHATSAPP' button. The article text below the image describes the impact of the river overflow on several communities in San Martín.

Según trascendió, los daños se concentran en las zonas de Santa Elena, La Unión, Nuevo Mundo, Dos de Mayo, Nueva Arica, Gonzales Prada, Murella y Los Unidos. También habría sido perjudicado el sector José Olaya, debido al desborde de la quebrada Yuracyacu. De acuerdo con la radioemisora, el director regional de Defensa Civil de San Martín, Clever Almeida, indicó que personal técnico continúa evaluando los lugares afectados. En algunos casos, los sectores dañados se encuentran a unas cinco horas río arriba, por lo que el acceso de los especialistas resulta bastante complicado. Los problemas por inundaciones en San Martín empezaron en la última semana de diciembre del 2006, que dejaron miles de personas afectadas y damnificadas.

Desborde del río Biabo marzo del 2009

El día sábado 14 de marzo del 2009 el diario Perú 21, detalló en sus noticias que hubo un desborde en la parte baja de la cuenca del río Biabo. **Fuente:**

<http://archivo.peru21.pe/noticia/258951/desborde-rio-Biabo-afecto-numerosas-hectareas-cultivos-san-martin>



23.DIC
Domingo, 2018
Lima
Última actualización 04:28 pm **CLASIFICADOS**

Buscar

ACTUALIDADOPINIÓNPOLÍTICA
ECONOMÍAMUNDO
TECNOLOGÍACULTURA
VIDA.21REDES SOCIALESESPÉCTÁCULOS
DEPORTES

Desborde del río Biabo afectó numerosas hectáreas de cultivos en San Martín

Sábado 14 de marzo del 2009 | 11:19

El afluente del Huallaga arrasó con decenas de sembríos de arroz y de plátano. En tanto, la crecida del río Gera provocó el colapso del puente del mismo nombre en la carretera Fernando Belaunde Terry.

Compartir

Like 0

Twitter

G+

El río Biabo, afluente del río Huallaga, sobrepasó su nivel crítico de desborde y arrasó numerosas hectáreas de cultivos de arroz y de plátano en el departamento de San Martín, afectado por intensas lluvias, informó el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (Senamhi).

El Senamhi-San Martín indicó que un aluvión registrado en el centro poblado menor de Shuchshuyacu, del distrito de Jepelacio, en la provincia de Moyobamba, ocasionó daños en al menos 60 viviendas.

Asimismo, recordó que la crecida del río Gera provocó el colapso del puente del mismo nombre en la carretera Fernando Belaunde Terry, interrumpiendo el tránsito de vehículos.

Igualmente, advirtió que el río Huallaga aumentó su caudal, midiendo, a las 14:00 horas de ayer, 17.50 metros, es decir, a un metro de su nivel crítico de desborde.

Ante esta situación y de acuerdo al análisis de los modelos meteorológicos y de las imágenes satelitales, se prevé **lluvias para las próximas 48 horas** por lo que se recomienda a las autoridades y a la población, sobre todo aquella asentada en las márgenes de los ríos, a mantenerse alerta ante posibles inundaciones.

El Senamhi informará oportunamente sobre la evolución de estas condiciones meteorológicas y otros eventos extremos.

Lo más leído

NoticiasFotogalerías

Desborde del río Biabo marzo del 2011

El día sábado 7 de marzo del 2011 el diario Voces de la región San Martín, detalló en sus noticias que hubo un desborde en la parte baja de la cuenca del río Biabo.

Fuente: <https://diariovoces.com.pe/web/25528/rio-Biabo-y-ponacillo-se-desbordan/>

[SUSCRIBETE](#) ● Noticias | Comentarios / **Miercoles 29 de Enero de 2020** [Buscar](#)

VOCES

Periodismo Profesional a su Servicio

[PRINCIPAL](#) [LA VOZ DEL DIRECTOR](#) [REGIONALES](#) [ACTUALIDADES](#) [OPINIÓN](#) [VOX PÓPULI](#) [DEPORTES](#) [AGENDA JUDICIAL](#)

Río Biavo y Ponacillo se desbordan

 Publicado por [Diario Voces](#) on Mar 7th, 2011 y archivada en [Regionales](#). Puedes seguir cualquier respuesta a esta entrada a través de la [RSS 2.0](#). Ambos comentarios y pings están actualmente cerrados.

Bellavista. Panorama desolador se pudo observar luego del desborde la quebrada Ponacillo y el río Biavo en el distrito del Bajo Biavo; durante la evaluación realizada por integrantes de Defensa Civil del distrito y de la provincia de Bellavista, se encontraron viviendas abandonadas por sus propietarios quienes se refugiaron en lugares más altos y dejando todos sus animales y pertenencias.

Dialogamos con el señor Cleisten Tuanama Ushiñahua, uno de los afectados por la crecida del Ponacillo, quien indicó que escuchó como un estruendo cuando llegaba la inundación luego de casi 16 horas de lluvia continua en este valle; eran las 3 de la tarde aproximadamente cuando el agua alcanzó su domicilio y vio que rápidamente iba aumentando mas el caudal; de inmediato comenzó a evacuar primero a sus niños a una parte más alta del sector y cuando volvió vio que el agua ya casi había alcanzado la viga de su casa; buscó a su esposa y ella trataba de salvarse de la inundación e hizo todo el esfuerzo para llegar a ella; luego alcanzaron nadando un árbol de guaba de gran tamaño al que subieron hasta la copa, amarrando a su mujer para que los golpes del agua no la derribaran y luego; cuando se fue por sus animales, ya no pudo hacer nada, la crecida de la quebrada los había arrastrado.

Llegaron vecinos y amigos para salvar a esta familia que se encontraba en apuros, nada pudieron hacer pues el agua iba subiendo más y más y veían como eran arrastrados los ganados vacunos, porcinos, aves de corral y plantaciones de pan llevar; era un momento crucial para ellos enfrentarse al embate de la naturaleza.

Según el informe de Defensa Civil solo se habla de cuantiosas pérdidas materiales, de cinco damnificados quienes se quedaron sin viviendas y sin nada de sus pertenencias; todo fue arrastrado por el agua y solo piden el apoyo a las autoridades locales, provinciales y regionales. (Genaro Mayer Huaya)

[IR A LA VERSIÓN ACTUAL](#)

[SÍGUENOS EN FACEBOOK](#)



Diario Voces
28 mil Me gusta
ÚNETE
VOCES
Me gusta esta página

ACERCA DE

- Contactenos
- Encuestas
- Nuestro Equipo

Desborde del río Biabo febrero del 2015

El día sábado 20 de febrero del 2015, Radio Programas del Perú (RPP) en su plataforma virtual, informó que hubo un desborde en la parte baja de la cuenca del río Biabo. **Fuente:** <https://rpp.pe/peru/actualidad/san-martin-fuertes-lluvias-generan-el-desborde-del-rio-biavo-noticia-771369>

ACTUALIDAD

San Martín: fuertes lluvias generan el desborde del río Biavo

Las intensas lluvias que afectan desde hace tres días este sector de la región generaron el desborde.

20 de febrero del 2015 - 9:07 PM

Redacción



RPP/Referencial

Una vivienda destruida, 15 viviendas afectadas y 15 ganados vacunos desaparecidos, es el resultado que deja hasta el momento el desborde del río Biavo y quebrada Piquiyacu, en la jurisdicción del distrito de Alto Biavo, provincia de Bellavista, región San Martín.

Así informó hace instantes a RPP Noticias, el alcalde de este distrito Santos Reyes Carlos, quien dijo que el desborde se produjo aproximadamente a las dos de la tarde.

Son tres días de intensas lluvias con truenos y relámpagos que han originado estos desbordes señaló la autoridad edil. Señaló que las localidades inundadas son Puerto Bermudez (quebrada Piquiyacu) y José Olaya (río Biavo).

"Hasta el momento no hemos podido llegar a ninguna de las localidades porque el caudal del río continúa demasiado alto, lo que impide llegar con ayuda", sostuvo el alcalde del Alto Biavo.

Lea más noticias de la región [San Martín](#)

Más en Actualidad



Mininter investigará adquisición de respiradores para bomberos tras denuncia



Una comerciante ofrece desde hace seis años una cena navideña a niños de un mercado de Chiclayo



Fernando Tuesta: "Vamos a reunirnos con los congresistas y recoger muchos proyectos ya planteados"

Construcción de central Hidroeléctrica

Según la revista Energiminas se prevé la construcción de una central hidroeléctrica en la parte alta de la cuenca del río Biabo que generara 302 Mw. Fuente: <https://www.energiminas.com/san-martin-titanica-hidroelectrica-de-us-617-millones-usara-las-aguas-del-rio-Biabo/>



Electricidad

San Martín: Titánica hidroeléctrica de US\$ 617 millones usará las aguas del río Biavo

3 septiembre, 2019



La región San Martín tendrá una nueva central hidroeléctrica, en cuya construcción se invertirán US\$ 617 millones e intervendrán 1,000 personas, según precisa la empresa Río Biavo a través de su estudio ambiental, documento evaluado actualmente por el Senace.

La futura central hidroeléctrica Alto Biavo captará el agua del río Biavo, localmente conocido como Cacha Tigre, a una cota aproximada de 706 m.s.n.m., donde se instalará un baraje de 14 metros para mantener el espejo de agua lo suficiente para la regulación diaria.

El sistema de conducción consistirá de un túnel a presión. Al final de este túnel el sistema continuará con la tubería forzada que conectará el sistema de aducción con las cuatro turbinas de eje vertical. Una vez turbinado, se devolverá el agua al mismo río Biavo a través del canal de descarga.

Río Biavo sintetizó que el proyecto contará con un diseño de caudal de 100 m³/s, una caída bruta de 365.60 metros y una capacidad instalada de 302 Mw.

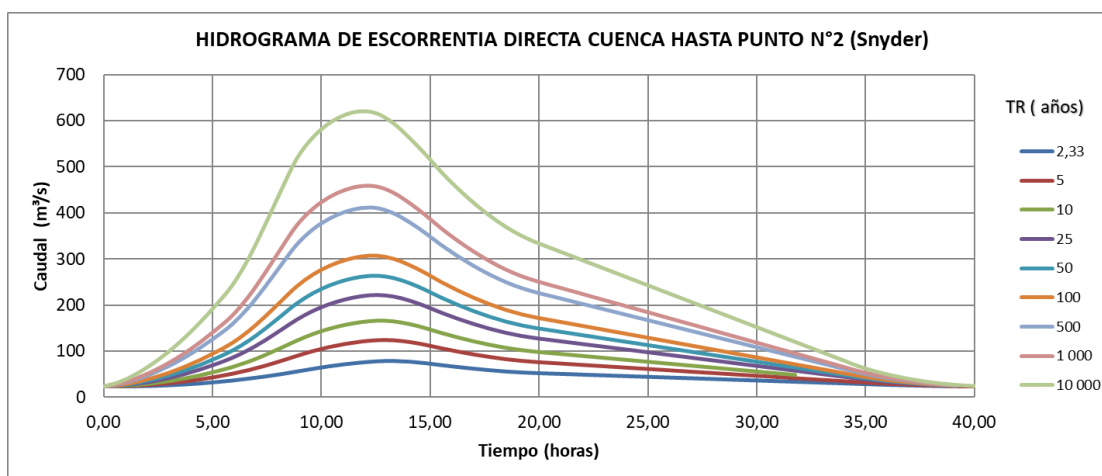
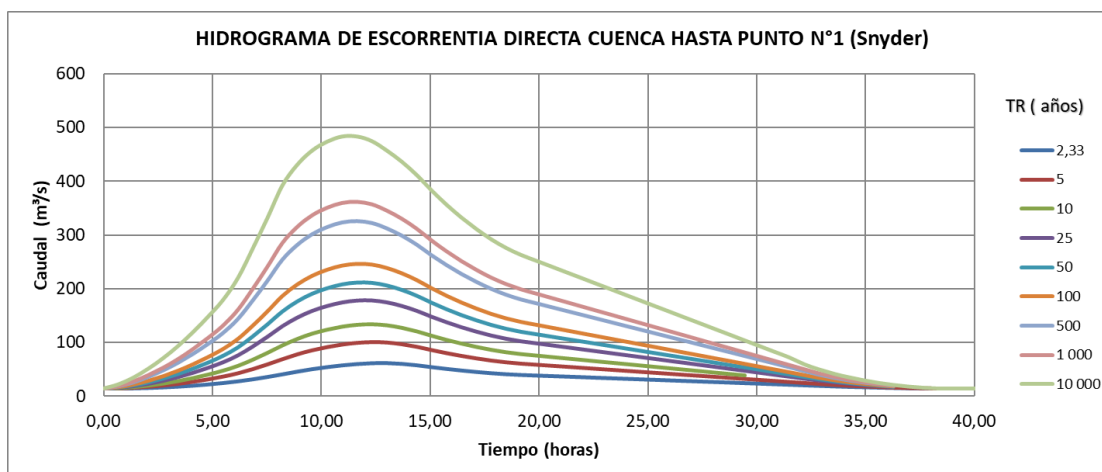
«La electricidad generada de aproximadamente 2119.1 GWh se despachará a través de la subestación del proyecto, que se instalará en la cercanía de la casa de máquinas, y una línea de transmisión al Sistema Eléctrico Interconectado Nacional (SEIN) del Perú», aclara el estudio ambiental.

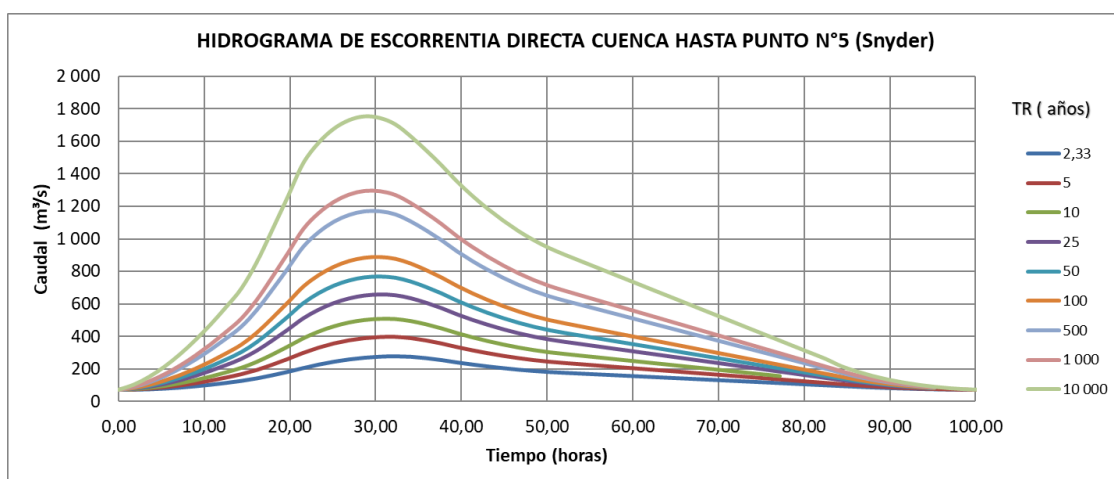
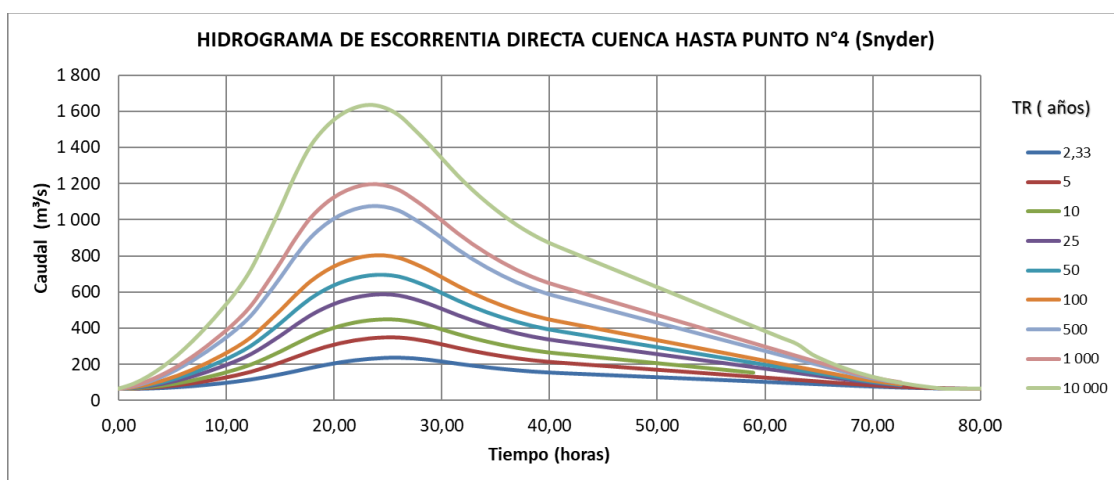
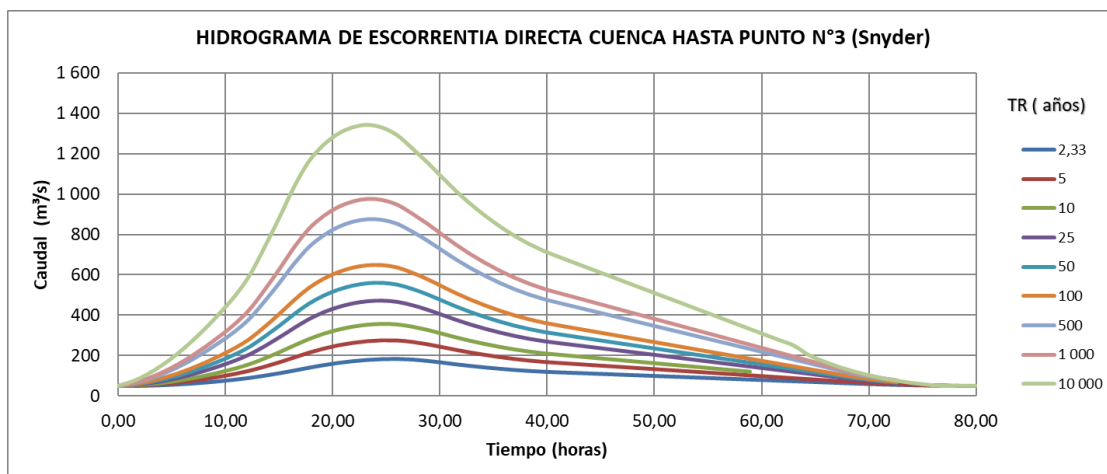
Río Biavo justificó la realización de la central hidroeléctrica por el aumento progresivo de la demanda de energía, la misma que se ha incrementado fuertemente en los últimos años y que se prevé continúe con esta tendencia debido al auge de la industria y la extracción de los recursos naturales.

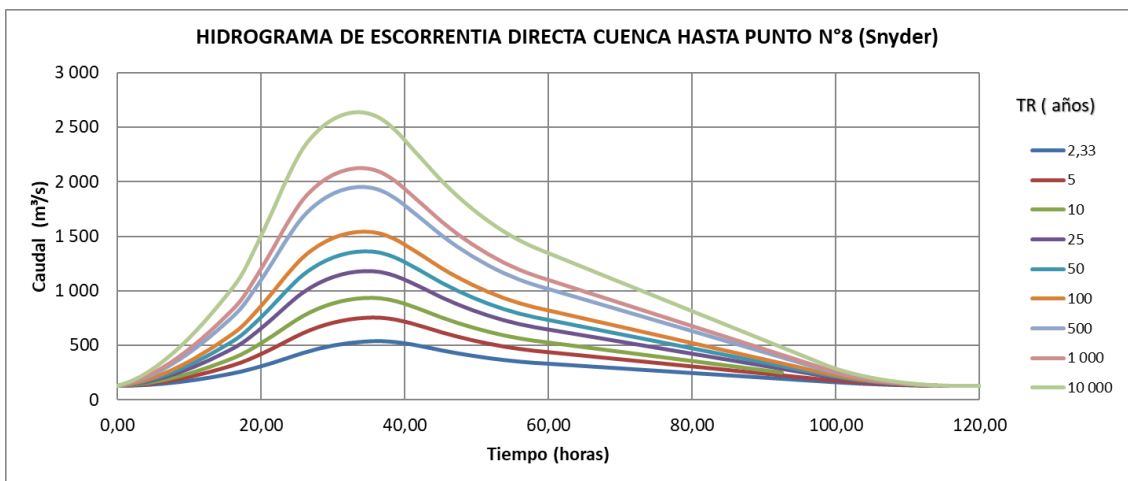
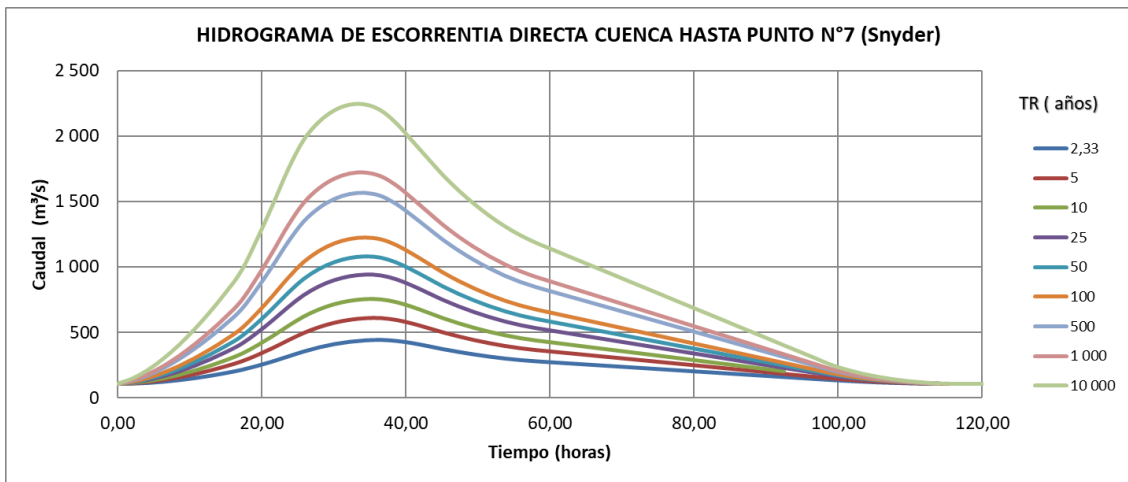
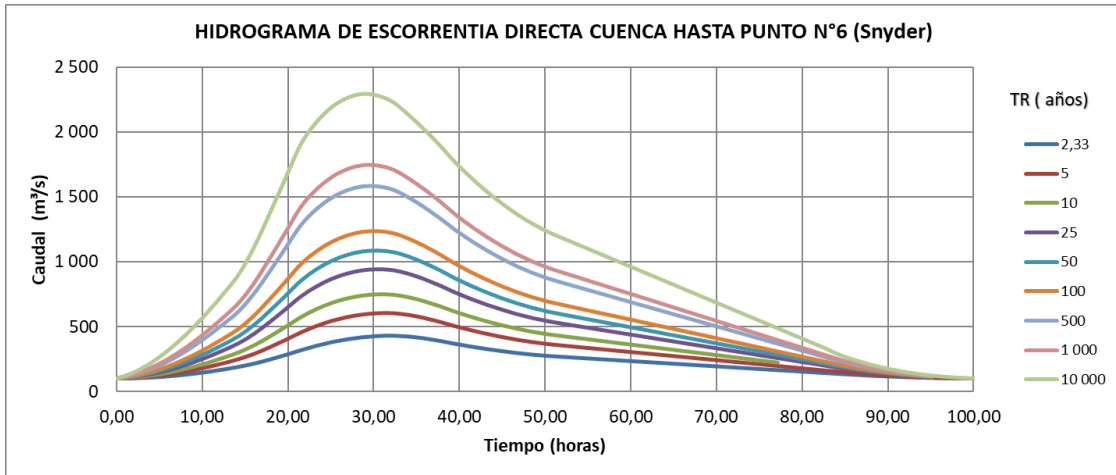
La construcción del proyecto Alto Biavo será de 57 meses. Una vez que entre en operación, el personal a emplear será de 18 personas.

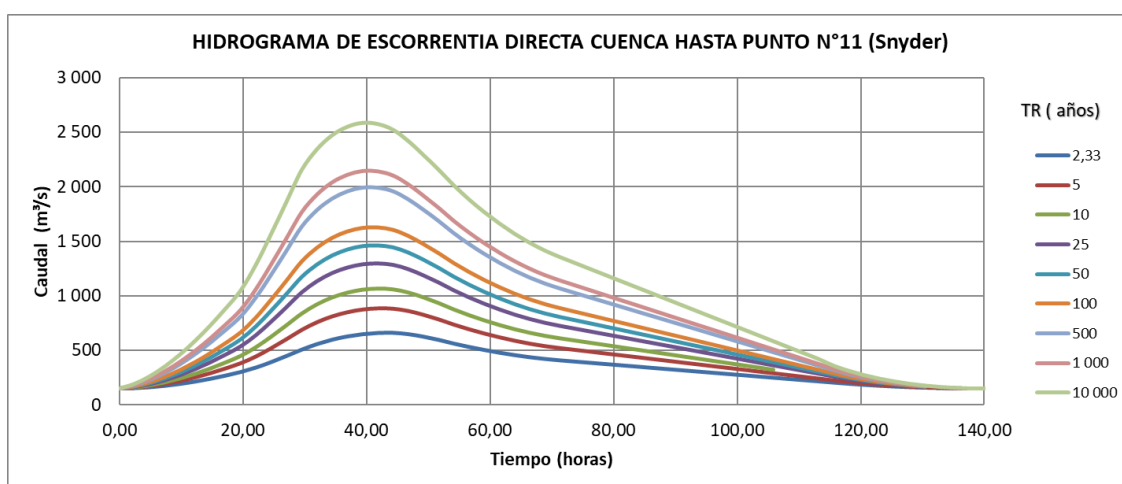
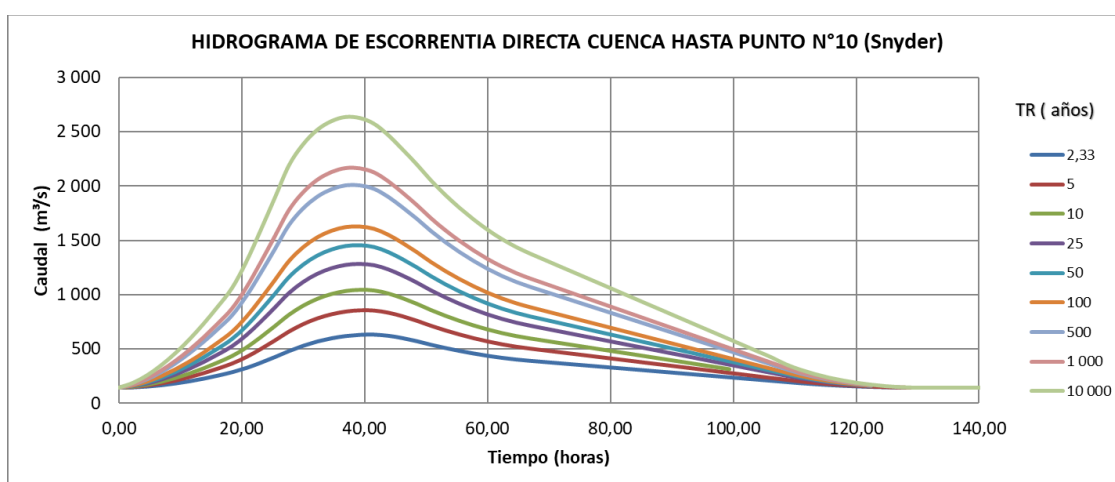
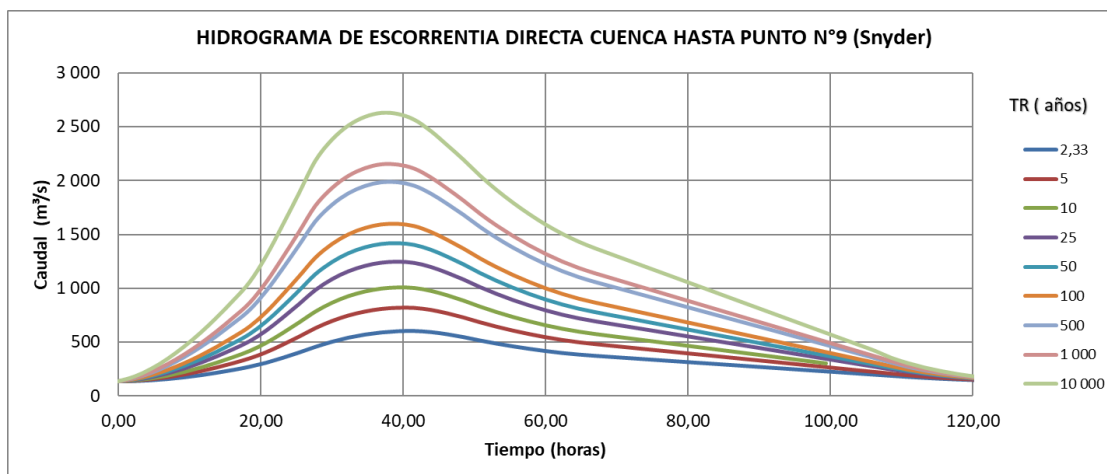
Anexo 4: Tiempos de retorno para los 16 puntos de control a lo largo del cauce principal del río Biabo usando el hidrograma de escorrentía directa de Snyder

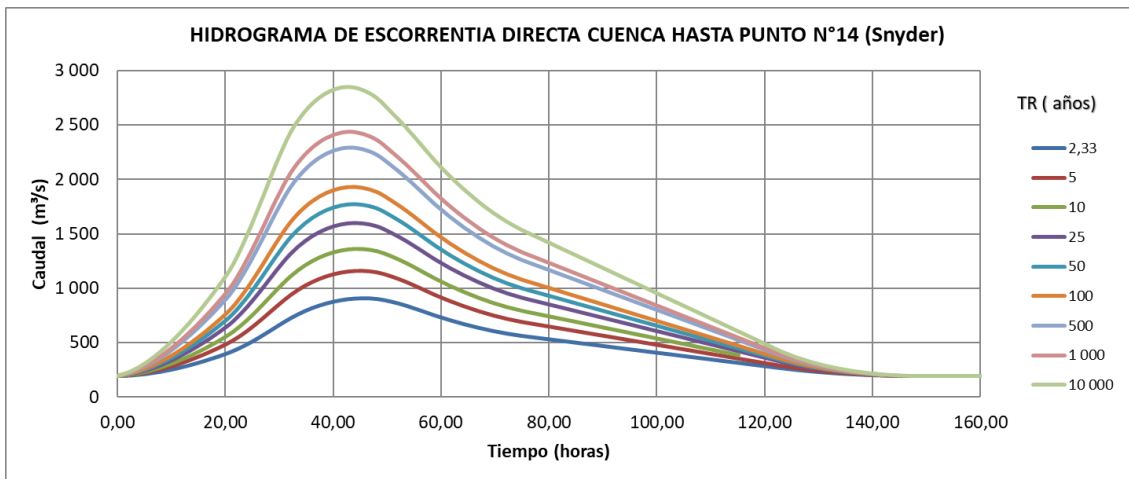
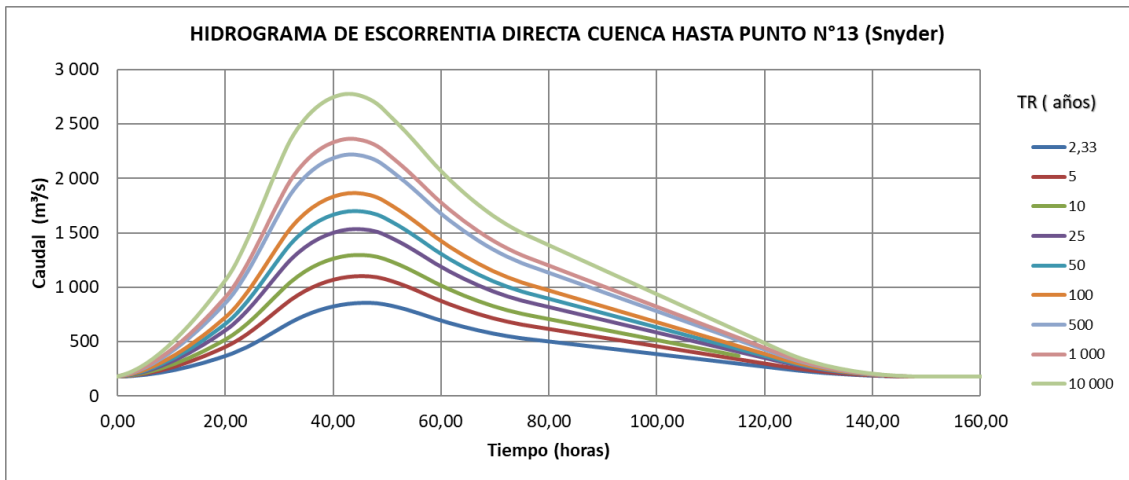
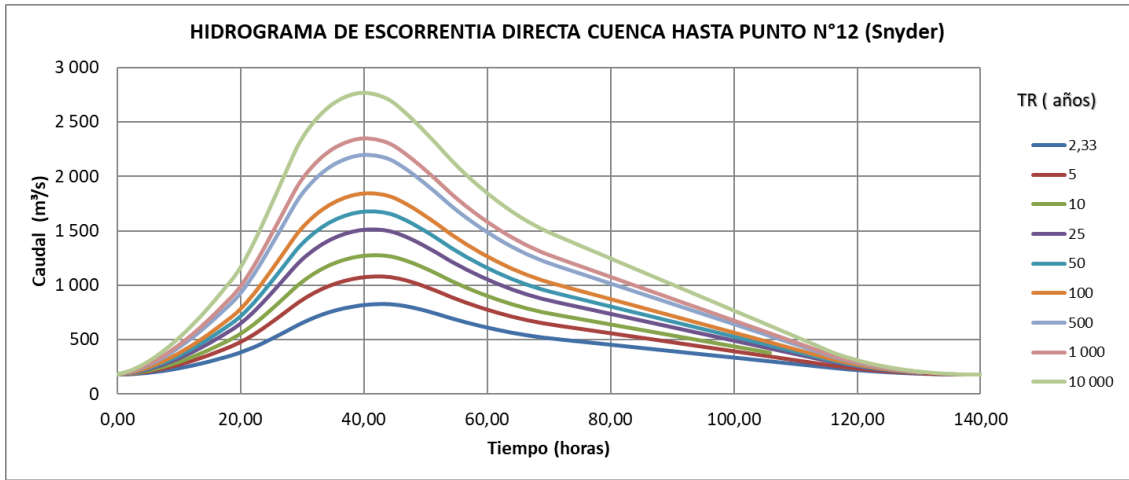
En este anexo se muestra los gráficos de los hidrogramas de escorrentía generados con el método de Snyder para las 16 cuencas a lo largo del río Biabo a diferentes tiempos de retorno.

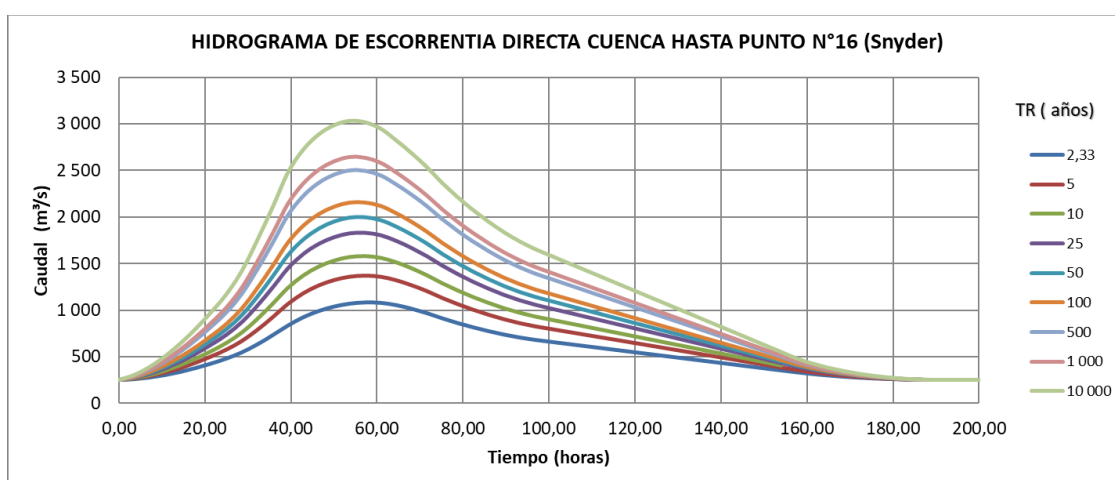
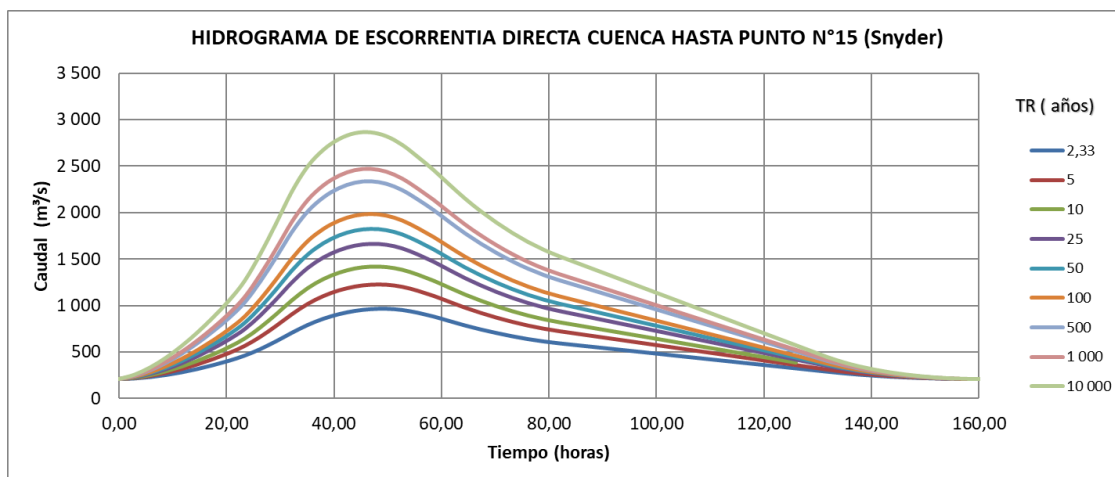












Anexo 5: Fotografías de la zona de estudio

Como parte de la tesis, se llegó a la cuenca para documentar la zona. A continuación, se ven algunas fotografías en la cuenca del río Biabo.

Comunidad de Nuevo Lima Parte baja de la cuenca Biabo. Fuente: elaboración propia.



Cauce del río Biabo (Cordillera Azul). Fuente: elaboración propia.



Cauce del río Biabo, parte baja de la cuenca. Fuente: elaboración propia.



Fotografía del cauce del río Biabo en la parte baja de la cuenca. Fuente: elaboración propia.



Fotografía de la zona (Cordillera Azul) Fuente: Pablo J. Venegas.

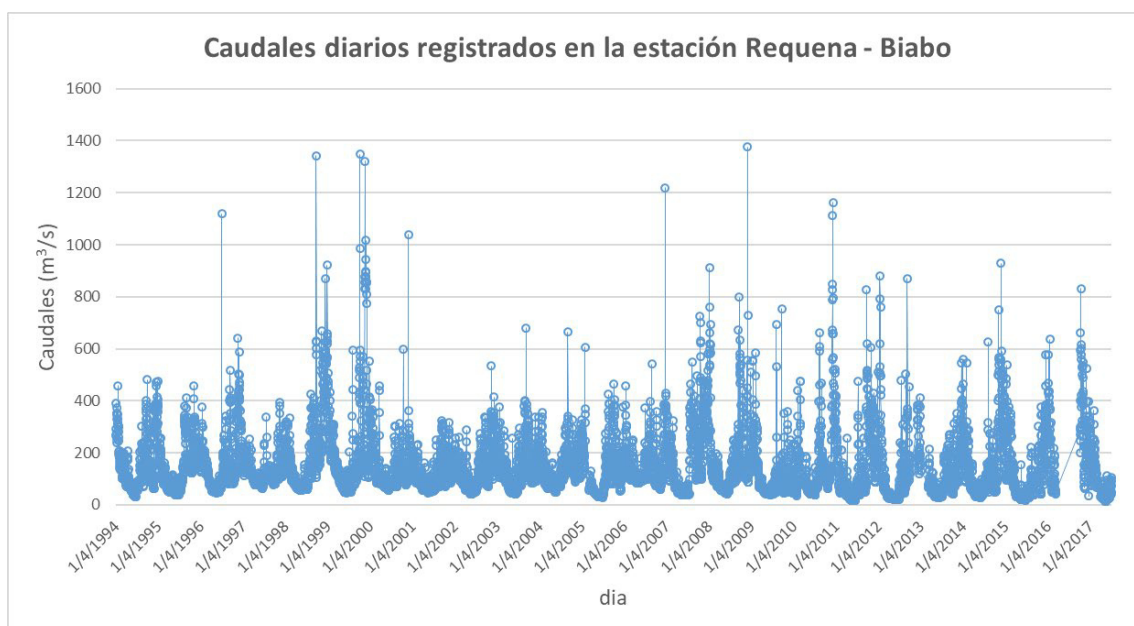


Parte alta de la cuenca Biabo (Cordillera Azul). Fuente: Pablo J. Venegas.



Anexo 6: Hidrograma de los caudales en la estación hidrométrica Requena -Biabo

El registro de caudales diarios en la estación Requena – Biabo para el periodo 1994-2007 fue hecho por SENAMI y descargada de la web del ANA.



Anexo 7: Estudio Curva Número del ANA 2015

El mapa de curva número se realizó mediante la aplicación de tablas de reclasificación, interpolación y operaciones de superposición de las distintas capas de información de las que depende, obteniendo como resultado mapas raster de “Número de Curva”, para condiciones normales, condiciones húmedas y condiciones secas, parámetros muy importantes en estudios hidrológicos. La fuente de descarga es: <http://catalogo.geoidep.gob.pe:8080/metadatos/srv/spa/catalog.search#/metadata/e1812b81-0aca-4241-914f-708940df9dad>

Catalago Nacional de Metadatos del Perú

Buscar Mapa Qué es el Catalago Nacional de Metadatos

Volver a la búsqueda

Descargar Modo de visualización

Estudio Curva Número

Aplicación de una metodología para generar un mapa temático nacional de Curva Número.

Terminado

Descargas y enlaces

	Descarga de archivo en shp - Condiciones normales	Descargar
http://geo2.ana.gob.pe:8080/geonetwork/srv/spa/resources.get?uuid=e1812b81-0aca-4241-914f-708940df9dad&fname=cncnormales.zip&access=public		
	Descarga de archivo en shp - Condiciones húmedas	Descargar
http://geo2.ana.gob.pe:8080/geonetwork/srv/spa/resources.get?uuid=e1812b81-0aca-4241-914f-708940df9dad&fname=cnchumedas.zip&access=public		
	Descarga de archivo en shp - Condiciones secas	Descargar
http://geo2.ana.gob.pe:8080/geonetwork/srv/spa/resources.get?uuid=e1812b81-0aca-4241-914f-708940df9dad&fname=cncsecas.zip&access=public		
	Servicio OGC: WMS (Web Map Service) Condiciones húmedas	Añadir al mapa
Este conjunto de datos se ha publicado en el servicio de visualización (WMS) disponible en http://geo.ana.gob.pe/arcgis/services/SERV_CURVA_NUMERO/MaestroServer/WMSServer?request=GetCapabilities&service=WMS con el nombre de capa 2		

Visión de Conjunto

large_thumbnail

large_thumbnail

Extensión espacial

Extensión temporal

Fecha de Publicación